

KHOA KIẾN TRÚC XÂY DỰNG

-----

**Công trình chung cư cao cấp**

**LIBERTY**

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

# Mục Lục

<b>TÀI LIỆU THAM KHẢO .....</b>	<b>1</b>
<b>PHẦN I: KIẾN TRÚC .....</b>	<b>3</b>
<b>CHƯƠNG 1: Tổng quan về kiến trúc công trình.....</b>	<b>4</b>
1.1. GIỚI THIỆU VỀ CÔNG TRÌNH.....	4
1.1.1. Mục đích xây dựng công trình.....	4
1.1.2. Vị trí và đặc điểm công trình.....	5
1.1.3. Quy mô công trình .....	6
1.2. GIẢI PHÁP KIẾN TRÚC CÔNG TRÌNH .....	10
1.2.1. Giải pháp mặt bằng .....	10
1.2.2. Giải pháp mặt cắt và cấu tạo.....	10
1.2.3. Giải pháp mặt đứng & hình khối .....	12
1.2.4. Giải pháp giao thông công trình .....	13
1.3. GIẢI PHÁP KẾT CẤU CỦA KIẾN TRÚC .....	13
1.4. GIẢI PHÁP KỸ THUẬT KHÁC.....	13
1.4.1. Hệ thống điện.....	13
1.4.2. Hệ thống cấp nước .....	13
1.4.3. Hệ thống thoát nước.....	14
1.4.4. Hệ thống thông gió.....	14
1.4.5. Hệ thống chiếu sáng.....	14
1.4.6. Hệ thống phòng cháy chữa cháy.....	14
1.4.7. Hệ thống chống sét.....	14
1.4.8. Hệ thống thoát rác .....	14
<b>PHẦN II: KẾT CẤU .....</b>	<b>15</b>
<b>CHƯƠNG 2: TỔNG QUAN VỀ KẾT CẤU CÔNG TRÌNH .....</b>	<b>16</b>

2.1. CƠ SỞ TÍNH TOÁN KẾT CẤU.....	16
2.1.1. Cơ sở thực hiện.....	16
2.1.2. Cơ sở tính toán.....	16
2.2. LỰA CHỌN GIẢI PHÁP KẾT CẤU.....	16
2.2.1. Phân tích lựa chọn giải pháp kết cấu phân thân .....	16
2.2.2. Giải pháp kết cấu phân móng .....	19
2.2.3. Vật liệu sử dụng cho công trình.....	19
2.2.4. Kích thước các cấu kiện của công trình.....	21
2.2.5. Mặt bằng kết cấu sàn điển hình .....	28
<b>CHƯƠNG 3: TẢI TRỌNG VÀ TÁC ĐỘNG.....</b>	<b>29</b>
3.1. TÍNH TẢI.....	29
3.1.1. Tải các lớp cấu tạo sàn .....	29
3.1.2. Tải tường xây.....	30
3.2. HOẠT TẢI .....	31
3.3. TẢI TRỌNG GIÓ.....	31
3.3.1. Tính toán thành phần tĩnh của tải gió.....	31
3.3.2. Tính toán thành phần động của tải trọng gió.....	34
3.3.3. Tổ hợp tải trọng gió.....	41
3.4. TẢI TRỌNG ĐỘNG ĐẤT.....	42
3.4.1. Cơ sở lý thuyết tính toán .....	42
3.4.2. Trình tự tính toán chung.....	46
3.4.3. Đặc điểm công trình và các thông số dẫn xuất.....	50
3.4.4. Tính toán động đất theo phương pháp tĩnh lực ngang tương đương .....	51
3.4.5. Tính toán động đất theo phương pháp phổ phản ứng .....	53
3.4.6. So sánh kết quả giữa 2 phương pháp .....	58
3.5. TẢI TRỌNG KẾT CẤU PHỤ .....	58
3.5.1. Tải trọng cầu thang .....	58
3.5.2. Tải trọng bể nước mái .....	59
3.5.3. Tải trọng thang máy .....	60

<b>CHƯƠNG 4: THIẾT KẾ CẦU THANG BỘ .....</b>	<b>61</b>
4.1. KIẾN TRÚC.....	61
4.2. SỐ LIỆU TÍNH TOÁN.....	62
4.2.1. Sơ bộ kích thước .....	62
4.2.2. Vật liệu .....	62
4.2.3. Tải trọng .....	63
4.3. TÍNH TOÁN BẢN THANG.....	66
4.3.1. Sơ đồ tính.....	66
4.3.2. Nội lực cầu thang .....	67
4.3.3. Tính thép.....	67
4.4. TÍNH TOÁN DÀM THANG (DÀM CHIẾU TỐI) .....	68
4.4.1. Tải trọng .....	68
4.4.2. Sơ đồ tính.....	69
4.4.3. Nội lực .....	69
4.4.4. Tính thép.....	70
4.5. KIỂM TRA ĐỘ VĨNG CẦU THANG .....	71
4.6. KIỂM TRA CẦU THANG BẰNG MÔ HÌNH 3D.....	73
4.6.1. Mô hình .....	73
4.6.2. Nội lực .....	74
4.6.3. So sánh và kết luận .....	77
<b>CHƯƠNG 5: THIẾT KẾ BỂ NƯỚC MÁI.....</b>	<b>78</b>
5.1. KIẾN TRÚC.....	78
5.2. SỐ LIỆU TÍNH TOÁN.....	78
5.2.1. Sơ bộ kết cấu.....	78
5.2.2. Vật liệu .....	79
5.3. TÍNH TOÁN BẢN NẮP.....	79
5.3.1. Tải trọng .....	80
5.3.2. Sơ đồ tính.....	80
5.3.3. Nội lực .....	82



5.3.4. Tính thép.....	83
5.4. TÍNH TOÁN BẢN THÀNH.....	83
5.4.1. Tải trọng .....	83
5.4.2. Sơ đồ tính.....	84
5.4.3. Nội lực .....	85
5.4.4. Tính thép.....	86
5.5. TÍNH TOÁN BẢN ĐÁY .....	87
5.5.1. Tải trọng .....	87
5.5.2. Sơ đồ tính.....	88
5.5.3. Nội lực .....	90
5.5.4. Tính thép.....	90
5.6. TÍNH TOÁN DÀM NẮP VÀ DÀM ĐÁY .....	91
5.6.1. Tải trọng .....	91
5.6.2. Sơ đồ tính.....	93
5.6.3. Nội lực .....	96
5.6.4. Tính thép.....	98
5.7. KIỂM TRA DÀM BÊ NƯỚC MÁI BẰNG MÔ HÌNH 3D.....	102
5.7.1. Mô hình .....	102
5.7.2. Nội lực .....	103
5.7.3. So sánh .....	104
5.8. KIỂM TRA VÔNG VÀ NÚT.....	105
5.8.1. Kiểm tra độ võng bản đáy .....	105
5.9. TÍNH TOÁN CỘT BÊ NƯỚC.....	108
5.9.1. Một số lưu ý trong quan niệm tính .....	108
5.9.2. Tính toán thép cột .....	108
<b>CHƯƠNG 6: THIẾT KẾ SÀN TẦNG ĐIỂN HÌNH.....</b>	<b>110</b>
6.1. MỞ ĐẦU.....	110
6.2. TIÊU CHUẨN ÁP DỤNG.....	110
6.2.1. Tiêu chuẩn .....	110

6.2.2. Một số kí hiệu cường độ vật liệu .....	110
6.3. THÔNG SỐ THIẾT KẾ.....	110
6.3.1. Sơ bộ kích thước .....	110
6.3.2. Vật liệu .....	112
6.3.3. Tải trọng .....	116
6.3.4. Tổ hợp tải trọng .....	116
6.4. CAO ĐỘ CẤP .....	118
6.4.1. Khoảng cách từ tim cấp đến mép ngoài sàn.....	118
6.4.2. Xác định cao độ và hình dạng cấp trong sàn.....	119
6.5. TỔN HAO ỨNG SUẤT .....	123
6.6. SƠ BỘ SỐ LƯỢNG VÀ BỐ TRÍ CẤP.....	123
6.6.1. Lựa chọn tải trọng cân bằng của ứng lực trước trong sàn.....	123
6.6.2. Sơ bộ số lượng cấp.....	124
6.6.3. Bố trí cấp .....	124
6.7. MÔ HÌNH SAFE .....	125
6.8. KIỂM TRA ĐỘ VĨNG SÀN .....	127
6.9. KIỂM TRA ỨNG SUẤT GIAI ĐOẠN TRUYỀN ỨNG SUẤT.....	128
6.10. KIỂM TRA ỨNG SUẤT GIAI ĐOẠN SỬ DỤNG (SLS) .....	130
6.11. KIỂM TRA CƯỜNG ĐỘ GIAI ĐOẠN CỰC HẠN (ULS).....	135
6.12. TÍNH TOÁN THÉP GIA CƯỜNG .....	140
6.13. KIỂM TRA KHẢ NĂNG CHỊU CẮT CỦA SÀN .....	141
6.14. TÍNH TOÁN THÉP GIA CƯỜNG ĐẦU NEO.....	143
6.15. TRIỂN KHAI BẢN VẼ.....	145
<b>CHƯƠNG 7: THIẾT KẾ KHUNG TRỤC 5.....</b>	<b>146</b>
7.1. MỞ ĐẦU.....	146
7.2. CÁC TRƯỜNG HỢP TẢI TRỌNG.....	146
7.3. TỔ HỢP NỘI LỰC.....	146
7.3.1. Tổ hợp cơ bản (TCVN 2737:1995).....	146
7.3.2. Tổ hợp đặc biệt .....	147

7.3.3. Kết luận .....	149
7.4. CHẤT HOẠT TẢI.....	150
7.5. MÔ HÌNH ETABS – KHÔNG KÊ ẢNH HƯỞNG CỦA CẤP DƯỠI .....	150
7.5.1. Đánh giá sơ bộ kết quả mô hình ETABS.....	151
7.6. THIẾT KẾ THÉP CỘT.....	153
7.6.1. Tính thép dọc cho cột.....	153
7.6.2. Tính thép đai cho cột.....	162
7.6.3. Kiểm tra khả năng chịu lực của cột bằng biểu đồ tương tác.....	167
7.6.4. Kết luận .....	176
7.7. XÉT ẢNH HƯỞNG CỦA ỨNG LỰC TRƯỚC LÊN MÔ HÌNH KHUNG .....	177
7.7.1. Tính toán thép cột .....	178
7.7.2. Kết luận .....	179
7.8. KIỂM TRA ỔN ĐỊNH TỔNG THỂ CÔNG TRÌNH.....	180
7.8.1. Kiểm tra chuyển vị đỉnh.....	180
7.8.2. Kiểm tra ổn định chống lật.....	180
7.8.3. Kiểm tra gia tốc đỉnh.....	182
7.8.4. Kiểm tra trượt .....	183
<b>CHƯƠNG 8: THIẾT KẾ VÁCH LỖI.....</b>	<b>184</b>
8.1. GÁN PHẦN TỬ VÀ LẤY NỘI LỰC TRONG ETABS .....	184
8.2. TÍNH TOÁN PHẦN TỬ PIER .....	185
8.2.1. Cấu tạo.....	185
8.2.2. Sơ bộ thép dọc .....	186
8.2.3. Kiểm tra khả năng chịu lực mặt cắt ngang.....	193
8.2.4. Bố trí và kiểm tra thép ngang .....	197
8.3. TÍNH TOÁN LANH TÔ THANG MÁY (PHẦN TỬ SPANDREL).....	198
8.3.1. Cấu tạo.....	198
8.3.2. Tính toán cốt thép .....	200
8.4. TRIỂN KHAI BẢN VẼ.....	204

<b>CHƯƠNG 9: THIẾT KẾ MÓNG CÔNG TRÌNH.....</b>	<b>205</b>
9.1. ĐÁNH GIÁ ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH.....	205
9.1.1. Cấu trúc địa tầng.....	205
9.1.2. Đánh giá tính chất của đất nền.....	208
9.1.3. Xem xét ảnh hưởng của mực nước ngầm.....	208
9.2. LỰA CHỌN GIẢI PHÁP MÓNG.....	209
9.3. XÁC ĐỊNH NỘI LỰC DÙNG ĐỂ TÍNH TOÁN MÓNG.....	210
9.3.1. Truyền tải sàn hầm.....	210
9.3.2. Tải trọng tính toán.....	211
9.3.3. Tải trọng tiêu chuẩn.....	213
9.4. CÁC GIẢ THIẾT TÍNH TOÁN.....	214
9.5. CẤU TẠO CỌC VÀ ĐÀI CỌC.....	215
9.5.1. Đài cọc.....	215
9.5.2. Cọc.....	215
9.6. TÍNH TOÁN SỨC CHỊU TẢI THIẾT KẾ CỦA CỌC ĐƠN.....	215
9.6.1. Tính toán sức chịu tải của cọc theo điều kiện vật liệu.....	215
9.6.2. Tính toán sức chịu tải theo chỉ tiêu cơ lý (Theo phụ lục A TCXD 205-1998).....	220
9.6.3. Tính sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cường độ đất nền (Theo phụ lục B TCXD 205-1998).....	222
9.6.4. Sức chịu tải thiết kế của cọc đơn.....	225
9.7. KIỂM TRA CỌC THEO ĐIỀU KIỆN CẦU LẤP.....	225
9.8. TÍNH TOÁN MÓNG CỘT GIỮA M1.....	226
9.8.1. Sơ bộ số cọc và bố trí cọc trong đài.....	226
9.8.2. Kiểm tra lực cắt.....	227
9.8.3. Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc.....	227
9.8.4. Kiểm tra áp lực đất dưới đáy khối móng quy ước.....	229
9.8.5. Kiểm tra độ lún cho khối móng quy ước.....	232
9.8.6. Kiểm tra chọc thủng đài cọc.....	233
9.8.7. Tính thép đài cọc.....	234

9.9. TÍNH TOÁN MÓNG CỘT BIÊN M2.....	237
9.9.1. Sơ bộ số cọc và bố trí cọc trong đài.....	237
9.9.2. Kiểm tra lực cắt.....	238
9.9.3. Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc.....	238
9.9.4. Kiểm tra áp lực đất dưới đáy khối móng quy ước.....	240
9.9.5. Kiểm tra độ lún cho khối móng quy ước.....	242
9.9.6. Kiểm tra chọc thủng đài cọc.....	244
9.9.7. Kiểm tra lún lệch giữa các móng.....	245
9.9.8. Tính thép đài cọc.....	245
9.10. TÍNH TOÁN MÓNG CỘT BIÊN M3.....	248
9.10.1. Sơ bộ số cọc và bố trí cọc trong đài.....	248
9.10.2. Kiểm tra lực cắt.....	249
9.10.3. Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc.....	249
9.10.4. Kiểm tra áp lực đất dưới đáy khối móng quy ước.....	250
9.10.5. Kiểm tra độ lún cho khối móng quy ước.....	250
9.10.6. Kiểm tra chọc thủng đài cọc.....	251
9.10.7. Kiểm tra lún lệch giữa các móng.....	252
9.10.8. Tính thép đài cọc.....	252
9.11. TÍNH TOÁN MÓNG CỘT BIÊN M4.....	253
9.11.1. Sơ bộ số cọc và bố trí cọc trong đài.....	253
9.11.2. Kiểm tra lực cắt.....	254
9.11.3. Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc.....	254
9.11.4. Kiểm tra áp lực đất dưới đáy khối móng quy ước.....	255
9.11.5. Kiểm tra độ lún cho khối móng quy ước.....	255
9.11.6. Kiểm tra chọc thủng đài cọc.....	256
9.11.7. Kiểm tra lún lệch giữa các móng.....	257
9.11.8. Tính thép đài cọc.....	257
9.12. TÍNH TOÁN MÓNG CỘT GÓC M5.....	258
9.12.1. Sơ bộ số cọc và bố trí cọc trong đài.....	258

9.12.2. Kiểm tra lực cắt.....	258
9.12.3. Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc.....	259
9.12.4. Kiểm tra áp lực đất dưới đáy khối móng quy ước.....	259
9.12.5. Kiểm tra độ lún cho khối móng quy ước .....	260
9.12.6. Kiểm tra chọc thủng đài cọc.....	261
9.12.7. Kiểm tra lún lệch giữa các móng.....	262
9.12.8. Tính thép đài cọc.....	262
<b>9.13. TÍNH TOÁN MÓNG LỖI THANG M6 .....</b>	<b>263</b>
9.13.1. Lựa chọn giải pháp móng.....	263
9.13.2. Xác định nội lực dùng để tính toán móng .....	263
9.13.3. Cấu tạo cọc và đài cọc.....	265
9.13.4. Sức chịu tải thiết kế của cọc đơn .....	265
9.13.5. Sơ bộ số cọc và bố trí cọc trong đài.....	265
9.13.6. Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc.....	267
9.13.7. Kiểm tra độ lún cho khối móng quy ước .....	273
9.13.8. Tính thép đài cọc.....	274
<b>PHẦN III: THI CÔNG.....</b>	<b>280</b>
<b>CHƯƠNG 10: KHÁI QUÁT VỀ CÔNG TRÌNH .....</b>	<b>281</b>
10.1. VỊ TRÍ CÔNG TRÌNH .....	281
10.2. ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT.....	281
10.3. ĐẶC ĐIỂM CẤU TẠO .....	281
10.3.1. Kiến trúc .....	281
10.3.2. Kết cấu.....	282
10.3.3. Nền móng .....	282
10.4. ĐIỀU KIỆN THI CÔNG.....	282
10.4.1. Tình hình cung ứng vật tư .....	282
10.4.2. Máy móc và thiết bị thi công.....	282
10.4.3. Nguồn nhân công xây dựng.....	283
10.4.4. Nguồn nước thi công.....	283

10.4.5. Nguồn điện thi công.....	283
10.4.6. Giao thông trong công trình .....	283
10.4.7. Thiết bị an toàn lao động.....	283
10.5. KẾT LUẬN.....	283
<b>CHƯƠNG 11: THIẾT KẾ BIỆN PHÁP THI CÔNG MÓNG ĐIỆN HÌNH ..</b>	<b>284</b>
11.1. BIỆN PHÁP THI CÔNG CỌC ÉP.....	284
11.1.1. Chọn phương án và tính số lượng cọc .....	284
11.1.2. Chọn máy ép cọc.....	285
11.1.3. Chọn khung ép và đối trọng .....	285
11.1.4. Tổ chức mặt bằng thi công cọc ép .....	289
11.2. BIỆN PHÁP THI CÔNG ÉP CỪ THÉP VÀ ĐÀO ĐẤT.....	291
11.2.1. Biện pháp thi công tường cừ .....	291
11.2.2. Biện pháp thi công đào đất.....	295
11.3. BIỆN PHÁP THI CÔNG ĐÀI MÓNG.....	298
11.3.1. Tính toán khối lượng bê tông .....	298
11.3.2. Tính toán cốp pha.....	299
<b>CHƯƠNG 12: THIẾT KẾ BIỆN PHÁP THI CÔNG TẦNG HÀM .....</b>	<b>304</b>
12.1. TÍNH TOÁN KHỐI LƯỢNG BÊ TÔNG .....	304
12.1.1. Sàn hầm .....	304
12.1.2. Vách hầm.....	304
12.2. TÍNH TOÁN CỐP PHA VÁCH HÀM .....	304
<b>CHƯƠNG 13: THIẾT KẾ BIỆN PHÁP THI CÔNG KHUNG SÀN ĐIỆN HÌNH.....</b>	<b>309</b>
13.1. TÍNH TOÁN KHỐI LƯỢNG BÊ TÔNG TẦNG 3.....	309
13.1.1. Dầm sàn, mũ cột .....	309
13.1.2. Cột.....	309
13.2. TÍNH TOÁN CỐP PHA .....	309
13.2.1. Sàn.....	309
13.2.2. Dầm biên .....	314

13.2.3. Cột.....	320
13.3. NGUYÊN LÝ LÀM VIỆC CỦA KÍCH THỦY LỰC .....	326
13.4. CẤU TẠO HỆ KẾT CẤU THI CÔNG CĂNG CÁP .....	327
13.5. YÊU CẦU KỸ THUẬT MỘT SỐ CÔNG TÁC TRONG QUY TRÌNH THI CÔNG SÀN DỰ ỨNG LỰC .....	329
13.5.1. Trình tự thi công .....	329
13.5.2. Công tác lắp đặt cốt thép lớp dưới.....	329
13.5.3. Công tác lắp đặt thép ứng lực trước.....	330
13.5.4. Định dạng đường cong của cáp .....	331
13.5.5. Công tác đổ bê tông sàn .....	331
13.5.6. Công tác kéo căng cốt thép ứng lực trước.....	332
13.5.7. Công tác bơm vữa.....	333



## TÀI LIỆU THAM KHẢO

### I. TIẾNG VIỆT

1. Bộ Xây dựng (2012), *TCXDVN 5574 : 2012 Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép – Tiêu chuẩn thiết kế*, NXB Xây dựng, Hà Nội.
2. Bộ Xây dựng (2007), *TCVN 2737 : 1995 Tải trọng và tác động – Tiêu chuẩn thiết kế*, NXB Xây dựng, Hà Nội.
3. Bộ Xây dựng (2007), *TCXD 198 : 1997 Nhà cao tầng – Thiết kế bê tông cốt thép toàn khối*.
4. Bộ Xây dựng (1998), *TCXD 205 : 1998 Móng cọc – Tiêu chuẩn thiết kế*.
5. Bộ Xây dựng (1998), *TCXD 7778 : 2012 Cọc ly tâm ứng suất trước – Yêu cầu chất lượng thi công*.
6. Bộ Xây dựng (2006), *TCXD 375 : 2006 Thiết kế công trình chịu động đất*
7. Bộ Xây dựng, *Hướng dẫn thiết kế kết cấu nhà cao tầng bê tông cốt thép chịu động đất theo TCXDVN 375 : 2006*, NXB Xây dựng.
8. Bộ Xây dựng (2008), *Cấu tạo bê tông cốt thép*, NXB Xây dựng.
9. Nguyễn Trung Hòa (2008), *Kết Cấu Bê Tông Cốt Thép theo Quy phạm Hoa Kỳ*, NXB Xây dựng.
10. TG Sullơ W (1997), *Kết cấu nhà cao tầng*, NXB Xây dựng.
11. Ngô Thê Phong, Nguyễn Đình Công (2008), *Kết cấu bê tông cốt thép 1 (Phần cấu kiện cơ bản)*, NXB Khoa học Kỹ thuật.
12. Ngô Thê Phong, Trịnh Kim Đạm (2008), *Kết cấu bê tông cốt thép 2 (Phần kết cấu nhà cửa)*, NXB Khoa học Kỹ thuật.
13. Nguyễn Đình Công (2008), *Tính toán thực hành cấu kiện bê tông cốt thép theo TCXDVN 356 -2005 (tập 1 và tập 2)*, NXB Xây dựng Hà Nội.
14. Vũ Mạnh Hùng (2008), *Sổ tay thực hành Kết cấu Công trình*, NXB Xây dựng.
15. Nguyễn Văn Quảng (2007), *Nền móng Nhà cao tầng*, NXB Khoa học Kỹ thuật.
16. Vũ Công Ngữ (1998), *Thiết kế và tính toán móng nông*, NXB Trường Đại học Xây dựng Hà Nội.
17. Đặng Tĩnh (2002), *Phương pháp phân tử hữu hạn tính toán khung và móng công trình làm việc đồng thời với nền*, NXB Khoa học Kỹ thuật.
18. Châu Ngọc Ân (2005), *Cơ học đất*, NXB Đại học Quốc gia TP. Hồ Chí Minh.
19. Châu Ngọc Ân (2005), *Nền móng*, NXB Đại học Quốc gia TP. Hồ Chí Minh.

20. Trần Quang Hộ (2008), *Ứng xử của đất và cơ học đất tới hạn*, NXB Đại học Quốc gia TP. Hồ Chí Minh.
21. Lê Văn Kiêm (2010), *Thi công đất và nền móng*, NXB Đại học Quốc gia TP. Hồ Chí Minh.
22. Lê Văn Kiêm (2009), *Thiết kế thi công*, NXB Đại học Quốc gia TP. Hồ Chí Minh.
23. Lê Văn Kiêm (2009), *Album thi công xây dựng*, NXB Đại học Quốc gia TP. Hồ Chí Minh.
24. Đỗ Đình Đức (2004), *Kỹ thuật thi công (tập 1)*, NXB Xây Dựng.
25. Viện khoa học công nghệ (2008), *Thi công cọc Khoan Nhồi*, NXB Xây dựng.

## II. TIẾNG ANH

26. American Concrete Institute (2008), *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-08) and Commentary*.
27. Post-Tensioning Institute (2006), *Post-Tensioning Manual 6<sup>th</sup> Ed.*
28. Bijan O. Aalami (1999), *Design Fundamentals of Post – tensioned Concrete Floors* , Post-Tensioning Institute.
29. Bungale S. Taranath, Mc Graw Hill (1988), *Structural Analysis and Design of Tall Buildings*.
30. The Institution of Structural Engineers (2006), *Manual for the design of concrete building structures to Eurocode 2*.
31. VSL Prestressing (Aust) Pty Ltd (2002), *VSL Construction Systems*

## III. PHẦN MỀM

32. Phần mềm Sap 2000 version 14.2
33. Phần mềm Etabs version 19.7.1
34. Phần mềm Safe version 12.3.0
35. Phần mềm Safe version 12.3.0
36. Phần mềm CSI Column 9.0
37. Phần mềm Autocad 2007

# PHẦN I: KIẾN TRÚC

# CHƯƠNG 1: TỔNG QUAN VỀ KIẾN TRÚC CÔNG TRÌNH

## 1.1. GIỚI THIỆU VỀ CÔNG TRÌNH

### 1.1.1. Mục đích xây dựng công trình

Một đất nước muốn phát triển một cách mạnh mẽ trong tất cả các lĩnh vực kinh tế xã hội, trước hết cần phải có một cơ sở hạ tầng vững chắc, tạo điều kiện tốt, và thuận lợi nhất cho nhu cầu sinh sống và làm việc của người dân. Đối với nước ta, là một nước đang từng bước phát triển và ngày càng khẳng định vị thế trong khung vực và cả quốc tế, để làm tốt mục tiêu đó, điều đầu tiên cần phải ngày càng cải thiện nhu cầu an sinh và làm việc cho người dân. Mà trong đó nhu cầu về nơi ở là một trong những nhu cầu cấp thiết hàng đầu.

Trước thực trạng dân số phát triển nhanh nên nhu cầu mua đất xây dựng nhà ngày càng nhiều trong khi đó quỹ đất của Thành phố thì có hạn, chính vì vậy mà giá đất ngày càng leo thang khiến cho nhiều người dân không đủ khả năng mua đất xây dựng. Để giải quyết vấn đề cấp thiết này giải pháp xây dựng các chung cư cao tầng và phát triển quy hoạch khu dân cư ra các quận, khu vực ngoại ô trung tâm Thành phố là hợp lý nhất.

Bên cạnh đó, cùng với sự đi lên của nền kinh tế của Thành phố và tình hình đầu tư của nước ngoài vào thị trường ngày càng rộng mở, đã mở ra một triển vọng thật nhiều hứa hẹn đối với việc đầu tư xây dựng các cao ốc dùng làm văn phòng làm việc, các khách sạn cao tầng, các chung cư cao tầng... với chất lượng cao nhằm đáp ứng nhu cầu sinh hoạt ngày càng cao của mọi người dân.

Có thể nói sự xuất hiện ngày càng nhiều các cao ốc trong thành phố không những đáp ứng được nhu cầu cấp bách về cơ sở hạ tầng mà còn góp phần tích cực vào việc tạo nên một bộ mặt mới cho thành phố, đồng thời cũng là cơ hội tạo nên nhiều việc làm cho người dân.

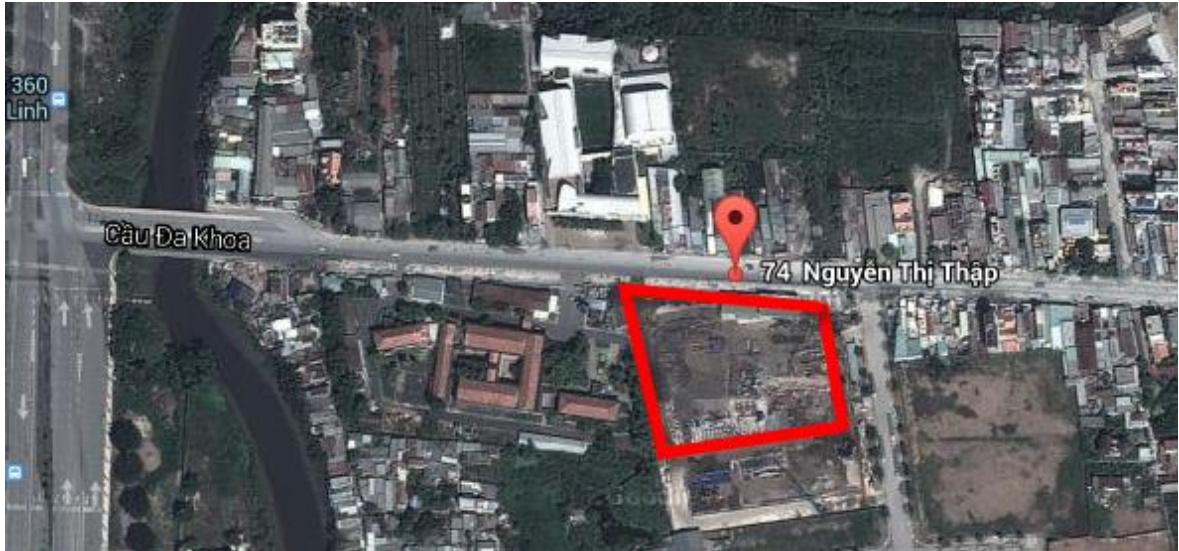
Hơn nữa, đối với ngành xây dựng nói riêng, sự xuất hiện của các nhà cao tầng cũng đã góp phần tích cực vào việc phát triển ngành xây dựng thông qua việc tiếp thu và áp dụng các kỹ thuật hiện đại, công nghệ mới trong tính toán, thi công và xử lý thực tế, các phương pháp thi công hiện đại của nước ngoài...

Chính vì thế, **công trình chung cư cao cấp LIBERTY** được thiết kế và xây dựng nhằm góp phần giải quyết các mục tiêu trên. Đây là một khu nhà cao tầng hiện đại, đầy đủ tiện nghi, cảnh quan đẹp... thích hợp cho sinh sống, giải trí và làm việc, một chung cư cao tầng được thiết kế và thi công xây dựng với chất lượng cao, đầy đủ tiện nghi để phục vụ cho nhu cầu sống của người dân.

## 1.1.2. Vị trí và đặc điểm công trình

### 1.1.2.1. Vị trí công trình

Địa chỉ: 74 Nguyễn Thị Thập, Phường Tân Thuận, Quận 7, Tp. Hồ Chí Minh



Hình 1.1 - Vị trí công trình được chụp từ Google Earth

### 1.1.2.2. Điều kiện tự nhiên

Trong năm TP.HCM có 2 mùa là biến thể của mùa hè: mùa mưa – khô rõ rệt. Mùa mưa được bắt đầu từ tháng 5 tới tháng 11, còn mùa khô từ tháng 12 tới tháng 4 năm sau.

Thành phố Hồ Chí Minh có nhiệt độ trung bình 27 °C, cao nhất lên tới 40 °C, thấp nhất xuống 13,8 °C. Hàng năm, thành phố có 330 ngày nhiệt độ trung bình 25 tới 28 °C.

Lượng mưa trung bình của thành phố đạt 1.949 mm/năm. Một năm, ở thành phố có trung bình 159 ngày mưa, tập trung nhiều nhất vào các tháng từ 5 tới 11. Trên phạm vi không gian thành phố, lượng mưa phân bố không đều.

Thành phố Hồ Chí Minh chịu ảnh hưởng bởi hai hướng gió chính là gió mùa Tây – Tây Nam và Bắc – Đông Bắc. Cũng như lượng mưa, độ ẩm không khí ở thành phố lên cao vào mùa mưa (80%), và xuống thấp vào mùa khô (74,5%). Bình quân độ ẩm không khí đạt 79,5%/năm.

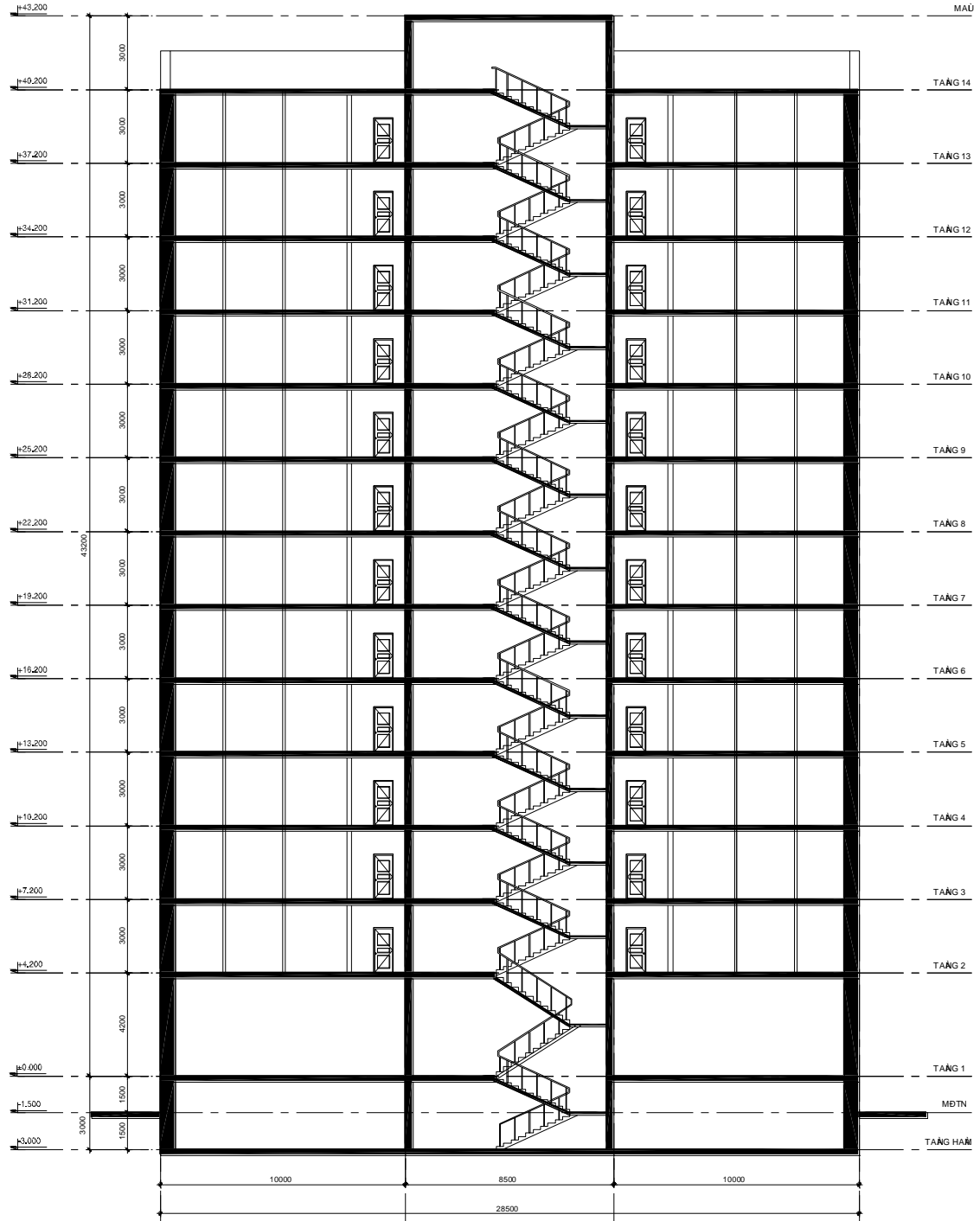
Có thể nói Thành phố Hồ Chí Minh thuộc vùng không có gió bão.

→ Nhìn chung thành phố Hồ Chí Minh không chịu ảnh hưởng nhiều của thời tiết, thiên tai, không rét, không có hiện tượng sương muối, không chịu ảnh hưởng trực tiếp của bão lụt, ánh sáng và lượng nhiệt dồi dào.

### 1.1.3. Quy mô công trình

#### 1.1.3.1. Loại công trình

Công trình dân dụng cấp II ( $9 \leq \text{số tầng} \leq 19$ ) – [Phụ lục G – TCXD 375:2006]

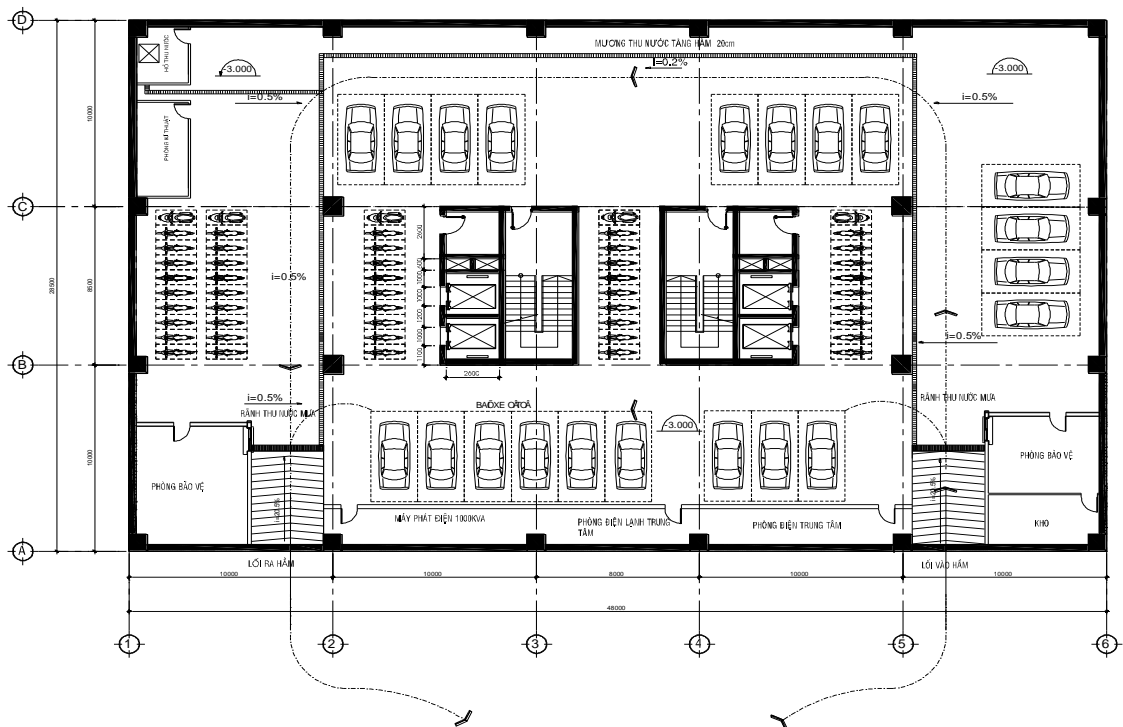


Hình 1.2 – Mặt cắt công trình



**1.1.3.2. Số tầng hầm**

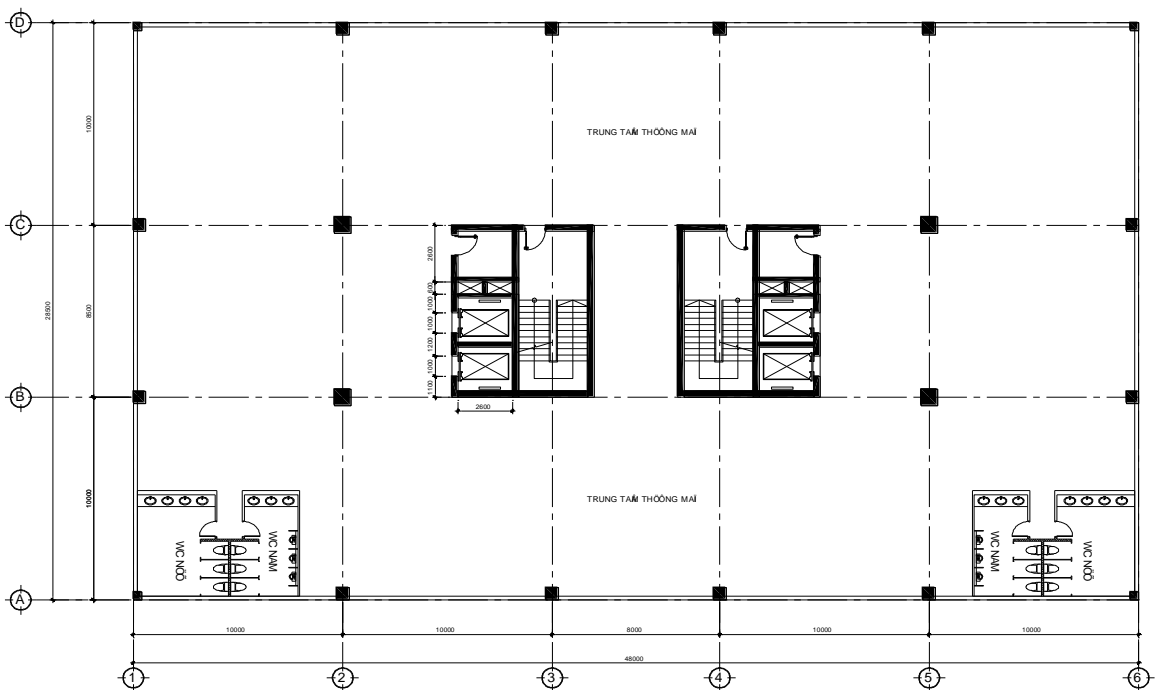
Công trình có 1 tầng hầm



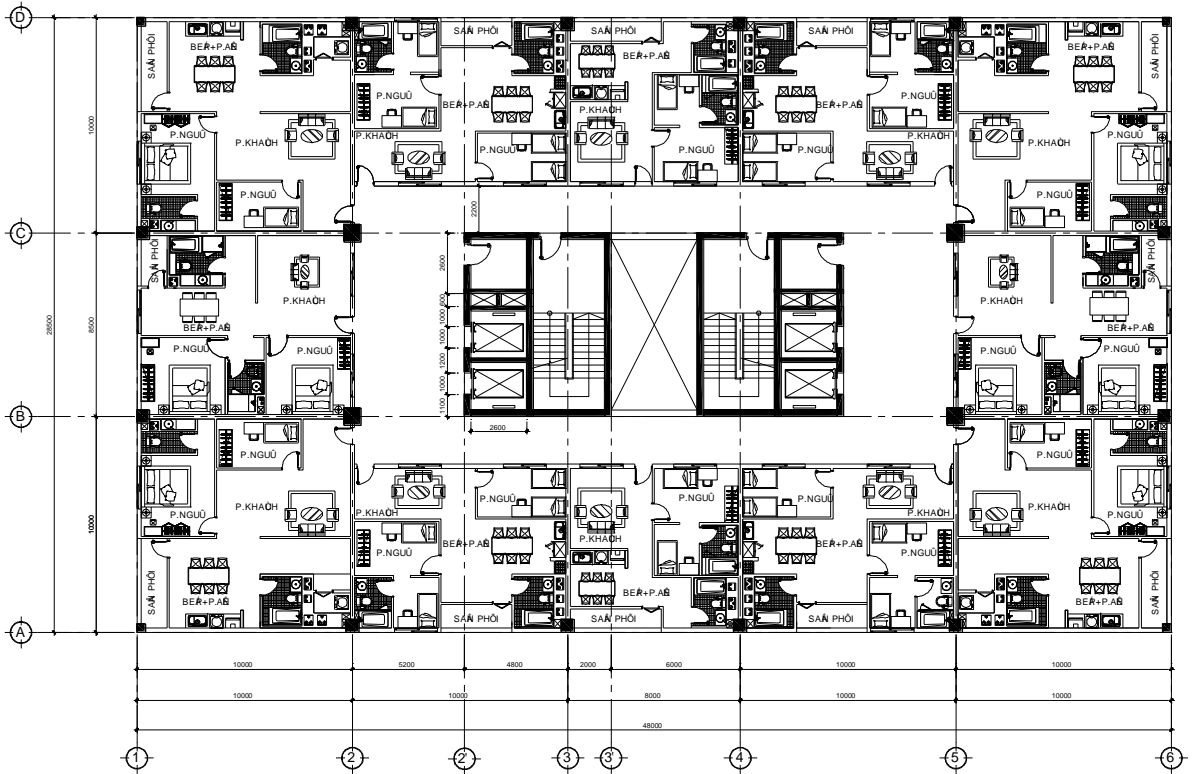
**Hình 1.3 – Mặt bằng tầng hầm**

**1.1.3.3. Số tầng**

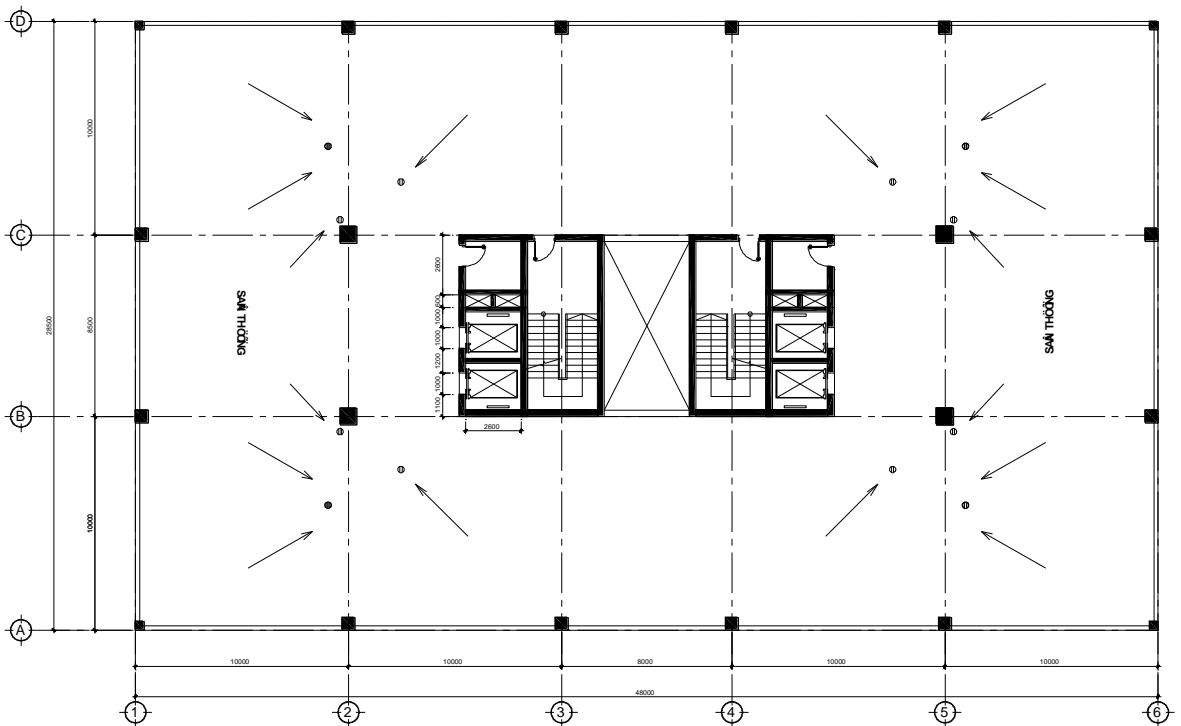
Công trình có 1 tầng trệt, 13 tầng lầu và 1 mái



**Hình 1.4 – Mặt bằng tầng trệt**



Hình 1.5 – Mặt bằng tầng 2 → tầng 13



Hình 1.6 – Mặt bằng sân thượng



**1.1.3.4. Cao độ mỗi tầng**

Tầng hầm	-3.000m	Tầng 8	+22.200m
Tầng trệt	±0.000m	Tầng 9	+25.200m
Tầng 2	+4.200m	Tầng 10	+28.200m
Tầng 3	+7.200m	Tầng 11	+31.200m
Tầng 4	+10.200m	Tầng 12	+34.200m
Tầng 5	+13.200m	Tầng 13	+37.200m
Tầng 6	+16.200m	Tầng 14	+40.200m
Tầng 7	+19.200m	Mái	+43.200m

**1.1.3.5. Chiều cao công trình**

Công trình có chiều cao 43.200m (tính từ code ±0.000m chưa kể tầng hầm)

**1.1.3.6. Diện tích xây dựng**

Diện tích xây dựng công trình:  $48 \times 28.5 = 1368 \text{ m}^2$

**1.1.3.7. Vị trí giới hạn công trình**

**Hình 1.7 – Vị trí giới hạn công trình**

Hướng Đông: giáp công trình dân dụng

Hướng Tây: giáp bệnh viện quận 7

Hướng Bắc: giáp đường Nguyễn Thị Thập

Hướng Nam: giáp công trình dân dụng

### **1.1.3.8. Công năng công trình**

Tầng hầm: bố trí nhà xe

Tầng trệt: trung tâm thương mại

Tầng 2 → tầng 14: căn hộ cao cấp

## **1.2. GIẢI PHÁP KIẾN TRÚC CÔNG TRÌNH**

### **1.2.1. Giải pháp mặt bằng**

Mặt bằng có dạng hình chữ nhật với diện tích khu đất như ở trên (1368m<sup>2</sup>).

Tầng hầm nằm ở code - 3.000m được bố trí 4 ram dốc tách biệt lối lên và xuống mỗi bên với độ dốc  $i = 20.5\%$  trên cùng một mặt tiền đường Nguyễn Thị Thập. Vì công năng của công trình là sự kết hợp giữa trung tâm thương mại và căn hộ cao cấp nên lưu lượng xe cộ xuống hầm khá đông chính vì vậy việc bố trí Ram dốc hợp lý giải quyết được nhu cầu thông thoáng lối đi và dễ dàng trong việc quản lý công trình.

Hệ thống thang máy và thang bộ thoát hiểm được bố trí ở khu vực giữa tầng hầm vừa đảm bảo về kết cấu vừa dễ nhìn thấy khi vào tầng hầm. Hệ thống phòng cháy chữa cháy cũng được kết hợp bố trí trong khu vực thang bộ và dễ dàng tiếp cận khi có sự cố xảy ra.

Tầng trệt được ốp đá granite mắt rồng, kết hợp kính phản quang 2 lớp màu xanh lá dày 10.38 mm tạo vẻ đẹp sang trọng cho khu trung tâm thương mại.

Tầng điển hình (2 → 14) được dùng làm căn hộ cao cấp phục vụ cho người dân với 12 căn hộ mỗi tầng, diện tích căn lớn nhất khoảng 100 m<sup>2</sup> và căn bé nhất 62.4 m<sup>2</sup>. Trên mặt bằng tầng điển hình còn bố trí giếng trời để thông thoáng và lấy sáng cho công trình, hành lang đảm bảo tiêu chuẩn ( $\geq 2.2\text{m}$ ). Ngoài ra mặt bằng sân thượng được tận dụng làm sân tập thể dục, hóng mát với hành lang an toàn là hệ tường xây theo chu vi mặt bằng. Hệ thống thoát nước sân thượng cũng được bố trí một cách hợp lý.

→ Với giải pháp mặt bằng trên công trình đã đáp ứng tốt yêu cầu phục vụ công năng và đồng thời đảm bảo cho việc bố trí kết cấu được hợp lý.

### **1.2.2. Giải pháp mặt cắt và cấu tạo**

#### **1.2.2.1. Giải pháp mặt cắt**

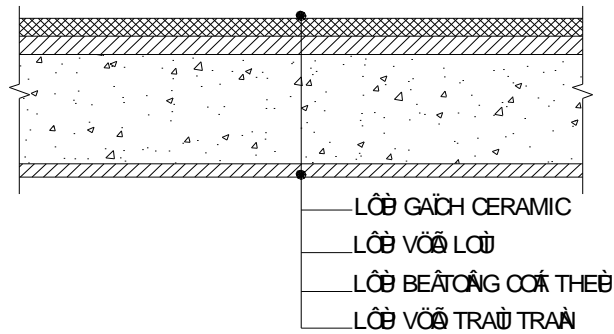
Chiều cao tầng điển hình và tầng hầm là 3m, tầng trệt cao 4.2m

Chiều cao thông thủy tầng điển hình  $\geq 2.7\text{m}$

Sử dụng cầu thang bộ 2 vế, chiều cao mỗi vế 1.5m

**1.2.2.2. Giải pháp cấu tạo**

Cấu tạo chung của các lớp sàn



**Hình 1.8** – Các lớp cấu tạo sàn

Giải pháp cấu tạo cụ thể các loại sàn:

**Bảng 1.1** – Sàn tầng điển hình

STT	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày
		(kN/m <sup>3</sup> )	(mm)
1	Bản thân kết cấu sàn	25	230
2	<b>Các lớp hoàn thiện sàn và trần</b>		
	- Gạch Ceramic	20	10
	- Vữa lát nền	18	35
	- Vữa lát trần	18	15

**Bảng 1.2** – Sàn tầng trệt

STT	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày
		(kN/m <sup>3</sup> )	(mm)
1	Bản thân kết cấu sàn	25	230
2	<b>Các lớp hoàn thiện sàn và trần</b>		
	- Gạch Ceramic	20	15
	- Vữa lát nền	18	35
	- Vữa lát trần	18	15

Bảng 1.3 – Sàn tầng hầm

STT	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày
		(kN/m <sup>3</sup> )	(mm)
1	Bản thân kết cấu sàn	25	300
2	<b>Các lớp hoàn thiện sàn và trần</b>		
	- Vữa lát nền + tạo dốc	18	50
	- Lớp chống thấm	10	3

Bảng 1.4 – Sàn mái

STT	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày
		(kN/m <sup>3</sup> )	(mm)
1	Bản thân kết cấu sàn	25	230
2	<b>Các lớp hoàn thiện sàn và trần</b>		
	- Lớp gạch chống nóng	20	10
	- Vữa lát nền	18	15
	- Vữa tạo dốc	18	30
	- Lớp chống thấm	10	3
	- Vữa lát trần	18	20

Bảng 1.5 – Sàn vệ sinh

STT	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày
		(kN/m <sup>3</sup> )	(mm)
1	Bản thân kết cấu sàn	25	230
2	<b>Các lớp hoàn thiện sàn và trần</b>		
	- Gạch Ceramic	20	10
	- Vữa lát nền + tạo dốc	18	50
	-Lớp chống thấm	10	3
	- Vữa lát trần	18	15

### 1.2.3. Giải pháp mặt đứng & hình khối

#### 1.2.3.1. Giải pháp mặt đứng

Công trình có hình khối kiến trúc hiện đại phù hợp với tính chất là một chung cư cao cấp kết hợp với trung tâm thương mại. Với những nét ngang và thẳng đứng tạo nên sự bề thế vững vàng cho công trình, hơn nữa kết hợp với việc sử dụng các vật liệu mới cho mặt đứng công trình như đá Granite cùng với những mảng kiếng dày màu xanh tạo vẻ sang trọng cho một công trình kiến trúc.

### 1.2.3.2. Giải pháp hình khối

Công trình có dạng khối hình hộp chữ nhật, phù hợp với hình dạng khu đất với 3 mặt tiếp giáp công trình có sẵn và 1 mặt tiền. Tạo hình kiến trúc của công trình là sự kết hợp giữa cổ điển và hiện đại mang phong thái tự do, phóng khoáng. Có lẽ cũng chính vì vậy mà công trình chung cư cao cấp này mang tên LIBERTY (có nghĩa là tự do).

### 1.2.4. Giải pháp giao thông công trình

Giao thông theo phương ngang là hàng lang giữa rộng 2.2m và 4.8m. Giao thông theo phương đứng thông giữa các tầng là 2 cầu thang bộ và 4 thang máy. Hàng lang ở các tầng giao với cầu thang tạo ra nút giao thông thuận tiện và thông thoáng cho người đi lại, đảm bảo sự thoát hiểm khi có sự cố như cháy, nổ...

## 1.3. GIẢI PHÁP KẾT CẤU CỦA KIẾN TRÚC

Hệ kết cấu của công trình là hệ kết cấu khung lõi BTCT

Hệ chịu lực phương ngang dùng sàn nầm kết hợp ứng lực trước và lõi chịu lực

Hệ chịu lực theo phương đứng là hệ khung gồm cột và sàn nầm

Mái phẳng bằng bê tông cốt thép và được chống thấm.

Cầu thang bằng bê tông cốt thép toàn khối.

Bể chứa nước bằng bê tông cốt thép đặt trên sân thượng dùng để trữ nước, từ đó cấp nước cho việc sử dụng của toàn bộ các tầng và việc cứu hỏa.

Tường bao che dày 200mm, tường ngăn dày 100mm.

Phương án móng dùng phương án móng cọc

## 1.4. GIẢI PHÁP KỸ THUẬT KHÁC

### 1.4.1. Hệ thống điện

Điện được cấp từ mạng điện sinh hoạt của thành phố, điện áp 3 pha xoay chiều 380v/220v, tần số 50Hz. Đảm bảo nguồn điện sinh hoạt ổn định cho toàn công trình. Hệ thống điện được thiết kế đúng theo tiêu chuẩn Việt Nam cho công trình dân dụng, dễ bảo quản, sửa chữa, khai thác và sử dụng an toàn, tiết kiệm năng lượng.

### 1.4.2. Hệ thống cấp nước

Dung tích bể chứa được thiết kế trên cơ sở số lượng người sử dụng và lượng nước dự trữ khi xảy ra sự cố mất điện và chữa cháy. Từ bể chứa nước sinh hoạt được dẫn

xuống các khu vệ sinh, phục vụ nhu cầu sinh hoạt mỗi tầng bằng hệ thống ống thép tráng kẽm đặt trong các hộp kỹ thuật.

#### **1.4.3. Hệ thống thoát nước**

Thoát nước mưa: Nước mưa trên mái được thoát xuống dưới thông qua hệ thống ống nhựa đặt tại những vị trí thu nước mái nhiều nhất. Từ hệ thống ống dẫn chảy xuống rãnh thu nước mưa quanh nhà đến hệ thống thoát nước chung của thành phố.

Thoát nước thải sinh hoạt: Nước thải khu vệ sinh được dẫn xuống bể tự hoại làm sạch sau đó dẫn vào hệ thống thoát nước chung của thành phố.

#### **1.4.4. Hệ thống thông gió**

Về quy hoạch: xung quanh công trình trồng hệ thống cây xanh để dẫn gió, che nắng, chắn bụi, điều hoà không khí. Tạo nên môi trường trong sạch thoáng mát.

Về thiết kế: Các phòng ở trong công trình được thiết kế hệ thống cửa sổ, cửa đi, ô thoáng, tạo nên sự lưu thông không khí trong và ngoài công trình. Đảm bảo môi trường không khí thoải mái, trong sạch.

#### **1.4.5. Hệ thống chiếu sáng**

Kết hợp ánh sáng tự nhiên và chiếu sáng nhân tạo.

Chiếu sáng tự nhiên: Các phòng đều có hệ thống cửa để tiếp nhận ánh sáng từ bên ngoài kết hợp cùng ánh sáng nhân tạo đảm bảo đủ ánh sáng trong phòng.

Chiếu sáng nhân tạo: Được tạo ra từ hệ thống điện chiếu sáng theo tiêu chuẩn Việt Nam về thiết kế điện chiếu sáng trong công trình dân dụng.

#### **1.4.6. Hệ thống phòng cháy chữa cháy**

Tại mỗi tầng và tại nút giao thông giữa hành lang và cầu thang. Thiết kế đặt hệ thống hộp họng cứu hỏa được nối với nguồn nước chữa cháy. Mỗi tầng đều được đặt biển chỉ dẫn về phòng và chữa cháy. Đặt mỗi tầng 4 bình cứu hỏa CO2MFZ4 (4kg) chia làm 2 hộp đặt hai bên khu phòng ở.

#### **1.4.7. Hệ thống chống sét**

Được trang bị hệ thống chống sét theo đúng các yêu cầu và tiêu chuẩn về chống sét nhà cao tầng. (Thiết kế theo TCVN 46 – 84).

#### **1.4.8. Hệ thống thoát rác**

Rác thải được tập trung ở các tầng thông qua kho thoát rác bố trí ở các tầng, chứa gian rác được bố trí ở tầng hầm và sẽ có bộ phận để đưa rác thải ra ngoài.

# PHẦN II: KẾT CẤU

## CHƯƠNG 2: TỔNG QUAN VỀ KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

### 2.1. CƠ SỞ TÍNH TOÁN KẾT CẤU

#### 2.1.1. Cơ sở thực hiện

Căn cứ Nghị Định số 12/2009/NĐ - CP, ngày 10/02/2009 của Chính Phủ về quản lý dự án đầu tư xây dựng.

Căn cứ Nghị Định số 15/2013/NĐ - CP, ngày 06/02/2013 về quản lý chất lượng công trình xây dựng.

Các tiêu chuẩn quy phạm hiện hành của Việt Nam.

#### 2.1.2. Cơ sở tính toán

Các tiêu chuẩn và quy chuẩn viện dẫn:

TCXD 9362: 2012. Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình.

TCXDVN 5574: 2012. Kết cấu Bê Tông và Bê Tông toàn khối.

TCVN 9394: 2012. Đóng và ép cọc thi công và nghiệm thu

TCVN 9395: 2012. Cọc khoan nhồi thi công và nghiệm thu

TCVN 2737: 1995. Tải trọng và tác động - Tiêu chuẩn thiết kế.

TCXDVN 198:1997. Nhà cao tầng -Thiết kế Bê Tông Cốt Thép toàn khối.

TCXDVN 205: 1998. Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế.

TCXDVN 229: 1999. Chi dẫn tính toán thành phần động của tải gió.

TCXDVN 375: 2006. Thiết kế công trình chịu tải trọng động đất.

Các giáo trình hướng dẫn thiết kế và tài liệu tham khảo khác

### 2.2. LỰA CHỌN GIẢI PHÁP KẾT CẤU

#### 2.2.1. Phân tích lựa chọn giải pháp kết cấu phần thân

##### 2.2.1.1. Giải pháp kết cấu theo phương đứng

Hệ kết cấu chịu lực thẳng đứng có vai trò quan trọng đối với kết cấu nhà nhiều tầng bởi vì:

- Chịu tải trọng của dầm sàn truyền xuống móng và xuống nền đất.
- Chịu tải trọng ngang của gió và áp lực đất lên công trình.



- Liên kết với dầm sàn tạo thành hệ khung cứng, giữ ổn định tổng thể cho công trình, hạn chế dao động và chuyển vị đỉnh của công trình.

Hệ kết cấu chịu lực theo phương đứng bao gồm các loại sau :

- Hệ kết cấu cơ bản: Kết cấu khung, kết cấu tường chịu lực, kết cấu lõi cứng, kết cấu ống.
- Hệ kết cấu hỗn hợp: Kết cấu khung-giằng, kết cấu khung-vách, kết cấu ống lõi và kết cấu ống tổ hợp.
- Hệ kết cấu đặc biệt: Hệ kết cấu có tầng cứng, hệ kết cấu có dầm truyền, kết cấu có hệ giằng liên tầng và kết cấu có khung ghép.

Mỗi loại kết cấu đều có những ưu điểm, nhược điểm riêng, phù hợp với từng công trình có quy mô và yêu cầu thiết kế khác nhau. Do đó, việc lựa chọn giải pháp kết cấu phải được cân nhắc kỹ lưỡng, phù hợp với từng công trình cụ thể, đảm bảo hiệu quả kinh tế - kỹ thuật.

*Hệ kết cấu khung* có ưu điểm là có khả năng tạo ra những không gian lớn, linh hoạt, có sơ đồ làm việc rõ ràng. Tuy nhiên, hệ kết cấu này có khả năng chịu tải trọng ngang kém (khi công trình có chiều cao lớn, hay nằm trong vùng có cấp động đất lớn). Hệ kết cấu này được sử dụng tốt cho công trình có chiều cao đến 15 tầng đối với công trình nằm trong vùng tính toán chống động đất cấp 7, 10 -12 tầng cho công trình nằm trong vùng tính toán chống động đất cấp 8, và không nên áp dụng cho công trình nằm trong vùng tính toán chống động đất cấp 9.

*Hệ kết cấu khung – vách, khung – lõi* chiếm ưu thế trong thiết kế nhà cao tầng do khả năng chịu tải trọng ngang khá tốt. Tuy nhiên, hệ kết cấu này đòi hỏi tiêu tốn vật liệu nhiều hơn và thi công phức tạp hơn đối với công trình sử dụng hệ khung.

*Hệ kết cấu ống tổ hợp* thích hợp cho công trình siêu cao tầng do khả năng làm việc đồng đều của kết cấu và chống chịu tải trọng ngang rất lớn.

Tuỳ thuộc vào yêu cầu kiến trúc, quy mô công trình, tính khả thi và khả năng đảm bảo ổn định của công trình mà có lựa chọn phù hợp cho hệ kết cấu chịu lực theo phương đứng.

Căn cứ vào quy mô công trình ( 14 tầng + 1 hầm), sinh viên sử dụng ***hệ chịu lực khung lõi*** (khung chịu toàn bộ tải trọng đứng và lõi chịu tải trọng ngang cũng như các tác động khác đồng thời làm tăng độ cứng của công trình) làm hệ kết cấu chịu lực chính cho công trình.

### **2.2.1.2. Giải pháp kết cấu theo phương ngang**

Việc lựa chọn giải pháp kết cấu sàn hợp lý là việc làm rất quan trọng, quyết định tính kinh của công trình. Công trình càng cao, tải trọng này tích lũy xuống cột các tầng dưới và móng càng lớn, làm tăng chi phí móng, cột, tăng tải trọng ngang do động đất. Vì vậy cần ưu tiên lựa chọn giải pháp sàn nhẹ để giảm tải trọng thẳng đứng.

Các loại kết cấu sàn đang được sử dụng rộng rãi hiện nay gồm:

#### ***Hệ sàn sườn***

Cấu tạo bao gồm hệ dầm và bản sàn.

*Ưu điểm:* Tính toán đơn giản, được sử dụng phổ biến ở nước ta với công nghệ thi công phong phú nên thuận tiện cho việc lựa chọn công nghệ thi công.

*Nhược điểm:* Chiều cao dầm và độ võng của bản sàn rất lớn khi vượt khẩu độ lớn, dẫn đến chiều cao tầng của công trình lớn. Không tiết kiệm không gian sử dụng.

#### ***Sàn không dầm***

Cấu tạo gồm các bản kê trực tiếp lên cột.

*Ưu điểm:* Chiều cao kết cấu nhỏ nên giảm được chiều cao công trình. Tiết kiệm được không gian sử dụng. Dễ phân chia không gian. Việc thi công phương án này nhanh hơn so với phương án sàn dầm bởi không phải mất công gia công cốp pha, cốt thép dầm, cốt thép được đặt tương đối định hình và đơn giản. Việc lắp dựng ván khuôn và cốp pha cũng đơn giản.

*Nhược điểm:* Trong phương án này các cột không được liên kết với nhau để tạo thành khung do đó độ cứng nhỏ hơn so với phương án sàn dầm, do vậy khả năng chịu lực theo phương ngang phương án này kém hơn phương án sàn dầm, chính vì vậy tải trọng ngang hầu hết do vách chịu và tải trọng đứng do cột và vách chịu. Sàn phải có chiều dày lớn để đảm bảo khả năng chịu uốn và chống chọc thủng do đó khối lượng sàn tăng.

#### ***Sàn không dầm ứng lực trước***

Cấu tạo gồm các bản kê trực tiếp lên cột. Cốt thép được ứng lực trước.

*Ưu điểm:* Giảm chiều dày, độ võng sàn. Giảm được chiều cao công trình. Tiết kiệm được không gian sử dụng. Phân chia không gian các khu chức năng dễ dàng

*Nhược điểm:* Tính toán phức tạp. Thi công đòi hỏi thiết bị chuyên dụng.

### ***Sàn bê tông BubbleDeck***

Bản sàn bê tông BubbleDeck phẳng, không dầm, liên kết trực tiếp với hệ cột, vách chịu lực, sử dụng quả bóng nhựa tái chế để thay thế phần bê tông không hoặc ít tham gia chịu lực ở thớ giữa bản sàn.

Ưu điểm: Tạo tính linh hoạt cao trong thiết kế, có khả năng thích nghi với nhiều loại mặt bằng. Tạo không gian rộng cho thiết kế nội thất. Tăng khoảng cách lưới cột và khả năng vượt nhịp, có thể lên tới 15m mà không cần ứng suất trước, giảm hệ tường, vách chịu lực. Giảm thời gian thi công và các chi phí dịch vụ kèm theo.

Nhược điểm: Đây là công nghệ mới vào Việt Nam nên lý thuyết tính toán chưa được phổ biến. Khả năng chịu cắt, chịu uốn giảm so với sàn bê tông cốt thép thông thường cùng độ dày.

Căn cứ yêu cầu kiến trúc, lưới cột, công năng của công trình, ta có thể chọn giải pháp sàn phẳng có nầm và sàn phẳng dự ứng lực. Nhưng với nhịp nhà 10m thì mỗi giải pháp đều có ưu nhược điểm riêng của nó. Chính vì vậy, sinh viên chọn giải pháp ***sàn nầm kết hợp dự ứng lực*** để tận dụng ưu điểm và hạn chế nhược điểm của cả 2 giải pháp này.

#### **2.2.2. Giải pháp kết cấu phân móng**

Hệ móng công trình tiếp nhận toàn bộ tải trọng của công trình rồi truyền xuống móng.

Với quy mô công trình 1 tầng hầm, 1 tầng thương mại và 13 tầng căn hộ và điều kiện địa chất khu vực xây dựng tương đối yếu nên đề xuất phương án ***móng cọc ép ly tâm ứng suất trước***

#### **2.2.3. Vật liệu sử dụng cho công trình**

Vật liệu xây dựng cần có cường độ cao, trọng lượng nhỏ, chống cháy tốt.

Vật liệu có tính biến dạng cao: khả năng biến dạng cao có thể bổ sung cho tính năng

Vật liệu có tính thoái biến thấp: có tác dụng tốt khi chịu tác dụng của tải trọng lặp lại (động đất, gió bão).

Vật liệu có tính liên khối cao: có tác dụng trong trường hợp có tính chất lặp lại, không bị tách rời các bộ phận công trình.

Vật liệu có giá thành hợp lý.

Trong lĩnh vực xây dựng công trình hiện nay chủ yếu sử dụng vật liệu thép hoặc bê tông cốt thép với các lợi thế như dễ chế tạo, nguồn cung cấp dồi dào. Ngoài ra còn có các loại vật liệu khác được sử dụng như vật liệu liên hợp thép – bê tông

(composite), hợp kim nhẹ... Tuy nhiên các loại vật liệu mới này chưa được sử dụng nhiều do công nghệ chế tạo còn mới, giá thành tương đối cao.

Do đó, sinh viên chọn vật liệu cho công trình là bê tông cốt thép

**2.2.3.1. Bê tông**

**Bảng 2.1 – Bê tông**

STT	Cấp độ bền	Kết cấu sử dụng
1	Bê tông cấp độ bền B40: $R_b = 22 \text{ MPa}$ $R_{bt} = 1.4 \text{ MPa}$ ; $E_b = 36 \times 10^3 \text{ MPa}$	Kết cấu chính: móng, cột, dầm, sàn
2	Bê tông cấp độ bền B30: $R_b = 17 \text{ MPa}$ $R_{bt} = 1.2 \text{ MPa}$ ; $E_b = 32.5 \cdot 10^3 \text{ MPa}$	Kết cấu phụ: bể nước, cầu thang
3	Vữa xi măng – cát B5C	Vữa xi măng xây, tô trát tường nhà

**2.2.3.2. Cốt thép**

**Bảng 2.2 – Cốt thép**

STT	Loại thép	Đặc tính/ kết cấu sử dụng
1	Thép AI ( $\phi < 10$ ): $R_s = R_{sc} = 225 \text{ MPa}$ $R_{sw} = 175 \text{ MPa}$ ; $E_s = 2.1 \cdot 10^6 \text{ MPa}$ .	Cốt thép có $\phi < 10 \text{ mm}$
2	Thép AII ( $\phi \geq 10$ ): $R_s = R_{sc} = 280 \text{ MPa}$ $R_{sw} = 225 \text{ MPa}$ ; $E_s = 2.1 \cdot 10^6 \text{ MPa}$ .	Cốt thép dọc kết cấu các loại có $\phi \geq 10 \text{ mm}$
3	Thép AIII ( $\phi \geq 10$ ): $R_s = R_{sc} = 365 \text{ MPa}$ $R_{sw} = 290 \text{ MPa}$ ; $E_s = 2 \cdot 10^6 \text{ MPa}$ .	Cốt thép dọc kết cấu các loại có $\phi \geq 10 \text{ mm}$

**2.2.3.3. Lớp bê tông bảo vệ**

Đối với cốt thép dọc chịu lực (không ứng lực trước, ứng lực trước, ứng lực trước kéo trên bề), chiều dày lớp bê tông bảo vệ cần được lấy không nhỏ hơn đường kính cốt thép hoặc dây cáp và không nhỏ hơn:

- Trong bản và tường có chiều dày trên 100mm: 15mm (20mm)
- Trong dầm và dầm sườn có chiều cao  $\geq 250 \text{ mm}$ : 20mm (25mm)
- Trong cột: 20mm (25 mm)
- Trong dầm móng: 30mm

- Trong móng:
  - Toàn khối khi có lớp bê tông lót: 35mm
  - Toàn khối khi không có lớp bê tông lót: 70mm
- Chiều dày lớp bê tông bảo vệ cho cốt thép đai, cốt thép phân bố và cốt thép cấu tạo cần được lấy không nhỏ hơn đường kính của các cốt thép này và không nhỏ hơn:
  - Khi chiều cao tiết diện cấu kiện nhỏ hơn 250mm: 10mm (15mm)
  - Khi chiều cao tiết diện cấu kiện từ 250mm trở lên: 15mm (20mm)

*Chú thích: giá trị trong ngoặc ( ) áp dụng cho kết cấu ngoài trời hoặc những nơi ẩm ướt.*

(Trích TCVN 5574:2012 – Bê tông cốt thép tiêu chuẩn thiết kế - điều 8)

## 2.2.4. Kích thước các cấu kiện của công trình

### 2.2.4.1. Chiều dày sàn và mũ cột

Chiều dày sàn và kích thước mũ cột được sơ bộ theo công thức trong tiêu chuẩn cộng đồng Euro (TR43)

**Bảng 2.3** – Sơ bộ sàn nắm và mũ cột

2. Solid flat slab with drop panel		
	2.5	44
	5.0	40
	10.0	36

- Chiều dày sàn:

$$h_b = \frac{l_n}{44} = \frac{10000}{44} = 230 \text{ (mm)}$$

Trong đó:  $l_n$  là nhịp dài của ô sàn

- Kích thước mũ cột:

$$\text{Chiều dày mũ cột: } h = h_b + \frac{3}{4} h_b = 230 + \frac{3}{4} \times 230 = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Chiều rộng mũ cột: } b = \frac{L}{3}, \text{ L: nhịp ô sàn}$$

Kích thước mũ cột sau khi sơ bộ:

Cột giữa: 3300 x 3300 mm

Cột biên: 3300 x 1700 mm

Cột góc: 1700 x 1700 mm

Vách lõi: cách mép vách 1700 mm

#### 2.2.4.2. Chiều dày vách và lõi thang máy

Chiều dày vách, lõi được sơ bộ dựa vào chiều cao tòa nhà, số tầng ... đồng thời phải đảm bảo điều 3.4.1 TCVN 198:1997

$$\text{Xác định chiều dày vách phải thỏa} \begin{cases} t \geq 200\text{mm} \\ t \geq \frac{h_t}{20} \\ \sum F_{\text{VCL}} \geq 0.015 \sum F_s \end{cases}$$

**Trong đó:**

t: chiều dày vách

$h_t$ : chiều cao tầng

$\sum F_{\text{VCL}}$ : tổng diện tích vách chịu lực trên một sàn

$\sum F_s$ : tổng diện tích một sàn

Do đó sinh viên chọn chiều dày vách bao ngoài  $t = 300\text{mm}$ , vách ngăn bên trong  $t=200\text{mm}$ .

#### 2.2.4.3. Chiều dày sàn và tường hầm

Chọn chiều dày sàn hầm 300mm

Chọn chiều dày tường hầm 300mm

#### 2.2.4.4. Tiết diện cột

Diện tích tiết diện cột xác định sơ bộ như sau:

$$A_C = \frac{k.N}{R_b}$$

Trong đó:

$$N = \sum q_i \times S_i \times n$$

$q_i$ : tải trọng phân bố trên  $1m^2$  sàn thứ  $i$ ;

$S_i$  : diện tích truyền tải xuống tầng thứ  $i$ ;

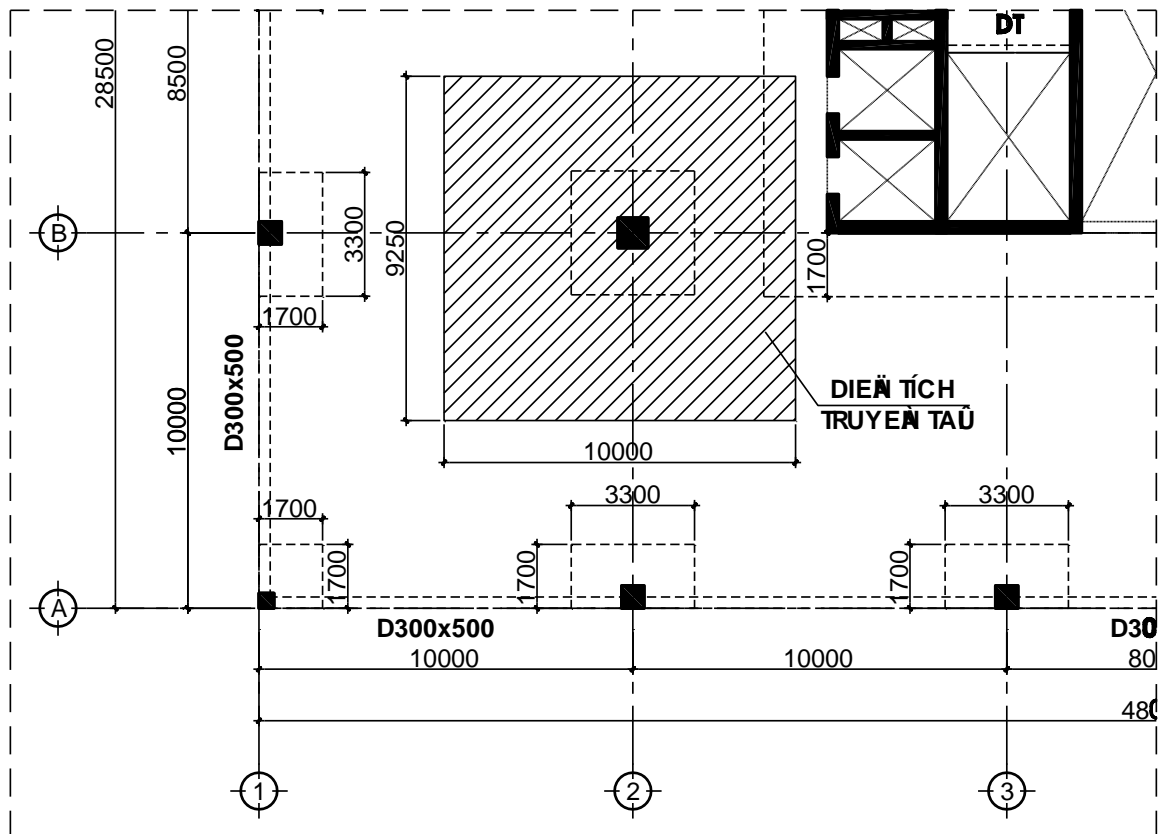
$n$ : số tấm sàn phía trên

$k = 1,1 \div 1,5$  – hệ số kể đến tải trọng ngang;

$R_b = 22$  (MPa): cường độ chịu nén của bê tông B40;

Sơ bộ chọn  $q = 12$  kN/m<sup>2</sup>.

+ Sơ bộ cột giữa



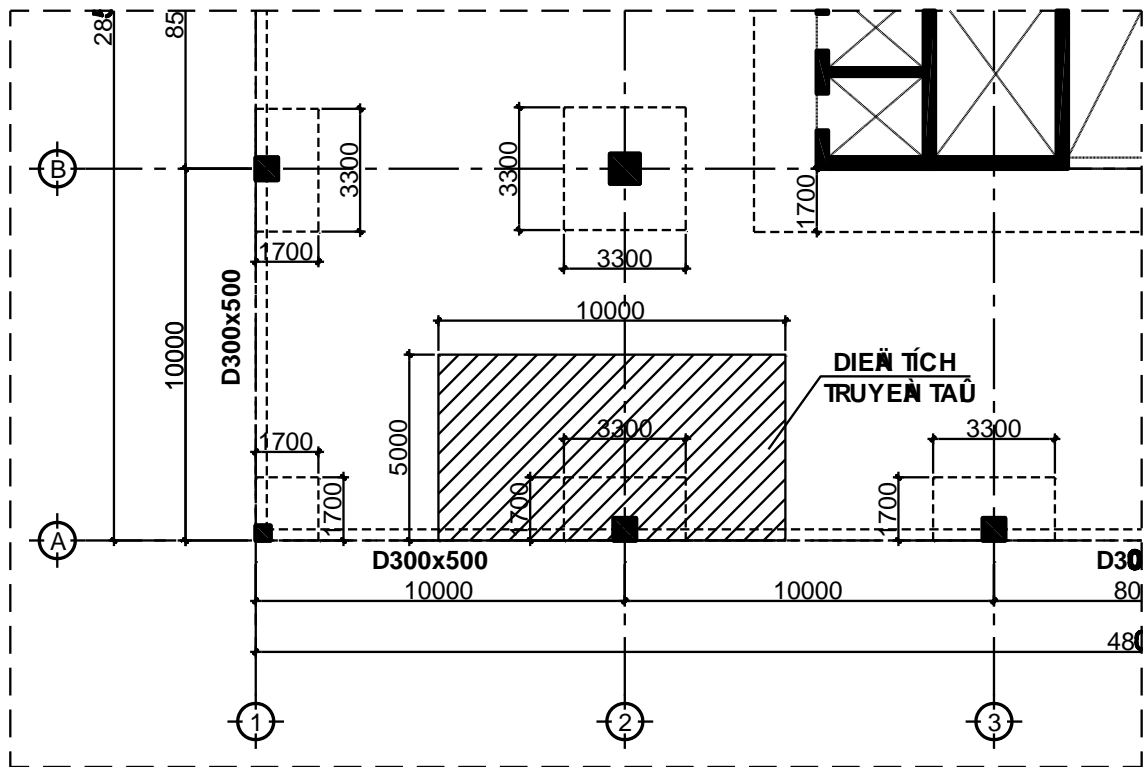
Hình 2.1 – Diện truyền tải cột giữa

**Bảng 2.4 - Sơ bộ tiết diện cột giữa**

Tầng	Diện tích truyền tải	q	N	k	A <sub>tt</sub>	b	h	A <sub>chọn</sub>
	(m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN)		cm <sup>2</sup>	cm	cm	cm <sup>2</sup>
14	92.5	12	1110	1.1	555	60	50	3000
13	92.5	12	2220	1.1	1110	60	50	3000
12	92.5	12	3330	1.1	1665	60	50	3000
11	92.5	12	4440	1.1	2220	60	50	3000
10	92.5	12	5550	1.1	2775	70	60	4200
9	92.5	12	6660	1.1	3330	70	60	4200
8	92.5	12	7770	1.1	3885	70	60	4200
7	92.5	12	8880	1.1	4440	70	60	4200
6	92.5	12	9990	1.1	4995	80	70	5600
5	92.5	12	11100	1.1	5550	80	70	5600
4	92.5	12	12210	1.1	6105	80	70	5600
3	92.5	12	13320	1.1	6660	80	70	5600
2	92.5	12	14430	1.1	7215	90	80	7200
Trệt	92.5	12	15540	1.1	7770	90	80	7200
Hầm	92.5	12	16650	1.1	8325	90	80	7200



+ Sơ bộ cột biên



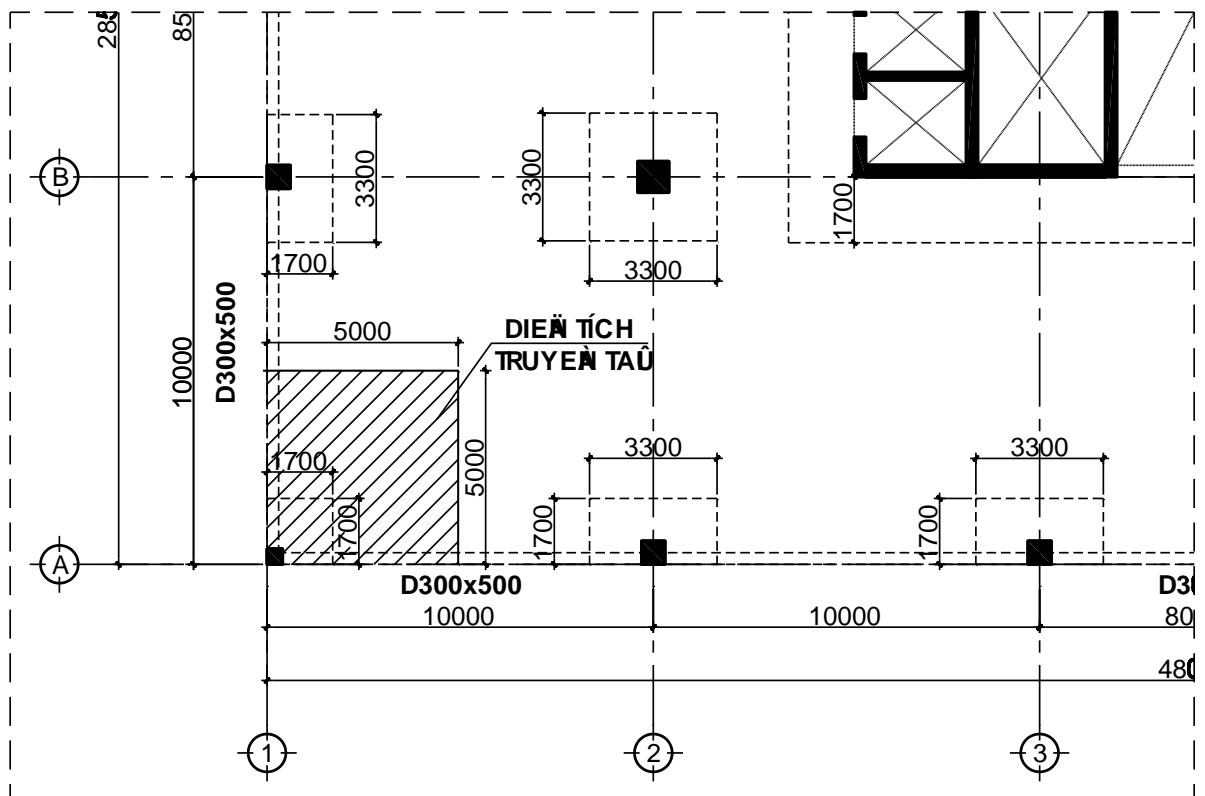
Hình 2.2 – Diện truyền tải cột biên

Bảng 2.5 - Sơ bộ tiết diện cột biên

Tầng	Diện tích truyền tải	q (kN/m <sup>2</sup> )	N (kN)	k	A <sub>tt</sub>	b (cm)	h (cm)	A <sub>chọn</sub> (cm <sup>2</sup> )
	(m <sup>2</sup> )				cm <sup>2</sup>			
14	50	12	600	1.2	327	50	50	2500
13	50	12	1200	1.2	655	50	50	2500
12	50	12	1800	1.2	982	50	50	2500
11	50	12	2400	1.2	1309	50	50	2500
10	50	12	3000	1.2	1636	50	50	2500
9	50	12	3600	1.2	1964	50	50	2500
8	50	12	4200	1.2	2291	50	50	2500
7	50	12	4800	1.2	2618	50	50	2500
6	50	12	5400	1.2	2945	60	50	3000

Tầng	Diện tích truyền tải	q	N	k	A <sub>tt</sub>	b	h	A <sub>chọn</sub>
	(m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN)		cm <sup>2</sup>	cm	cm	cm <sup>2</sup>
5	50	12	6000	1.2	3273	60	50	3000
4	50	12	6600	1.2	3600	60	50	3000
3	50	12	7200	1.2	3927	70	60	4200
2	50	12	7800	1.2	4255	70	60	4200
Trệt	50	12	8400	1.2	4582	70	60	4200
Hầm	50	12	9000	1.2	4909	70	60	4200

+ Sơ bộ cột góc

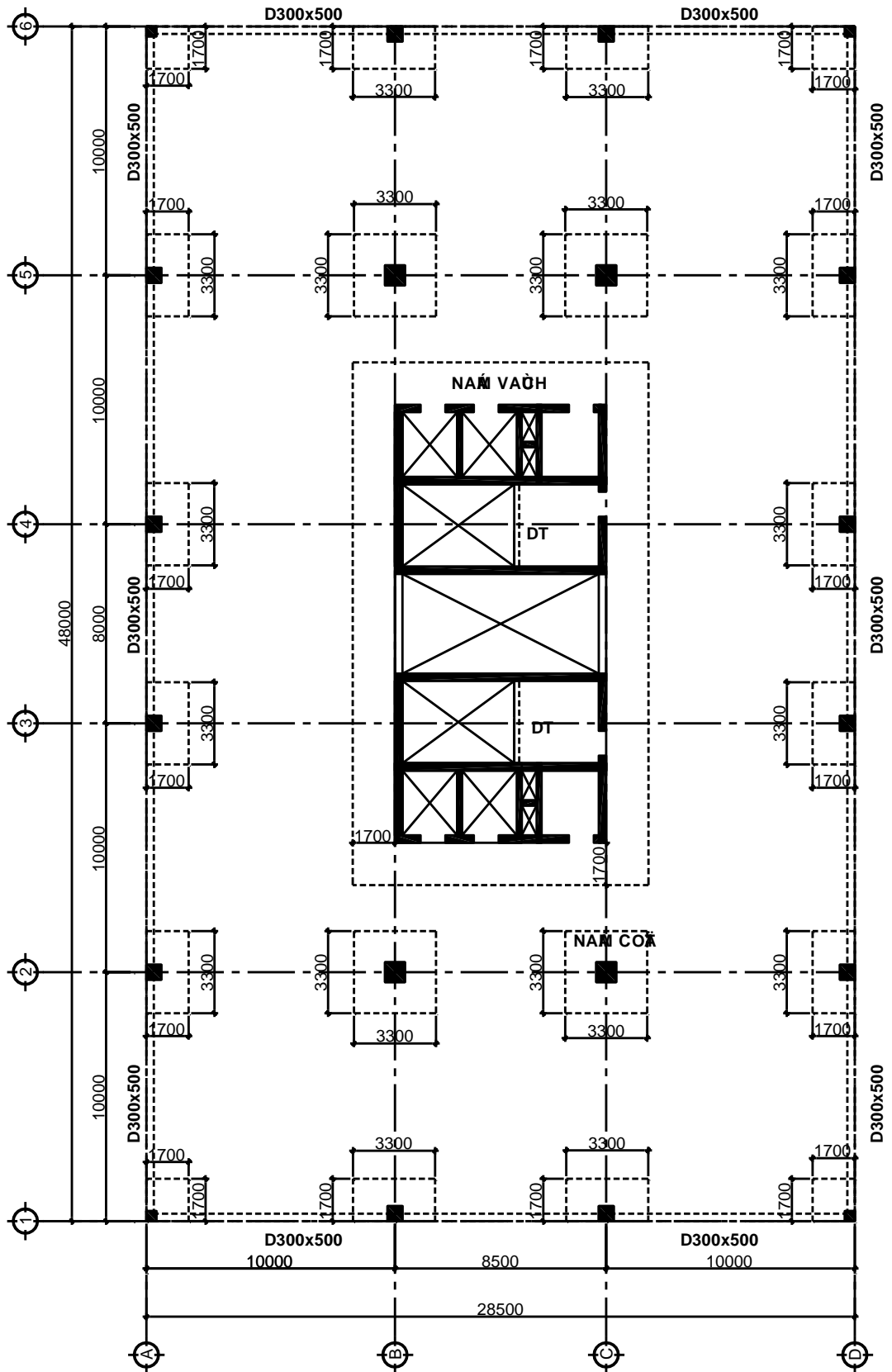


Hình 2.3 – Diện truyền tải cột góc

**Bảng 2.6 - Sơ bộ tiết diện cột góc**

Tầng	Diện tích truyền tải	q	N	k	A <sub>tt</sub>	b	h	A <sub>chọn</sub>
	(m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN)		cm <sup>2</sup>	cm	cm	cm <sup>2</sup>
14	25	12	300	1.3	177	50	50	2500
13	25	12	600	1.3	355	50	50	2500
12	25	12	900	1.3	532	50	50	2500
11	25	12	1200	1.3	709	50	50	2500
10	25	12	1500	1.3	886	50	50	2500
9	25	12	1800	1.3	1064	50	50	2500
8	25	12	2100	1.3	1241	50	50	2500
7	25	12	2400	1.3	1418	50	50	2500
6	25	12	2700	1.3	1595	50	50	2500
5	25	12	3000	1.3	1773	50	50	2500
4	25	12	3300	1.3	1950	50	50	2500
3	25	12	3600	1.3	2127	50	50	2500
2	25	12	3900	1.3	2305	50	50	2500
Trệt	25	12	4200	1.3	2482	50	50	2500
Hầm	25	12	4500	1.3	2659	50	50	2500

2.2.5. Mặt bằng kết cấu sàn điển hình



Hình 2.4 – Mặt bằng kết cấu sàn điển hình

## CHƯƠNG 3: TẢI TRỌNG VÀ TÁC ĐỘNG

### 3.1. TÍNH TẢI

#### 3.1.1. Tải các lớp cấu tạo sàn

**Bảng 3.1** – Sàn tầng điển hình

STT	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tính tải tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	Tính tải tính toán
		(kN/m <sup>3</sup> )	(mm)	(kN/m <sup>2</sup> )		(kN/m <sup>2</sup> )
1	Bản thân kết cấu sàn	25	230	5.75	1.1	6.33
2	<b>Các lớp hoàn thiện sàn và trần</b>					
	- Gạch Ceramic	20	10	0.20	1.2	0.24
	- Vữa lát nền	18	35	0.63	1.3	0.82
	- Vữa lát trần	18	15	0.27	1.3	0.35
3	Hệ thống kỹ thuật			0.50	1.2	0.60
	<b>Tổng tính tải (không kể TLBT)</b>					<b>2.01</b>

**Bảng 3.2** – Sàn tầng trệt

STT	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tính tải tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	Tính tải tính toán
		(kN/m <sup>3</sup> )	(mm)	(kN/m <sup>2</sup> )		(kN/m <sup>2</sup> )
1	Bản thân kết cấu sàn	25	230	5.75	1.1	6.33
2	<b>Các lớp hoàn thiện sàn và trần</b>					
	- Gạch Ceramic	20	15	0.30	1.2	0.36
	- Vữa lát nền	18	35	0.63	1.3	0.82
	- Vữa lát trần	18	15	0.27	1.3	0.35
3	Hệ thống kỹ thuật			0.50	1.2	0.60
	<b>Tổng tính tải (không kể TLBT)</b>					<b>2.13</b>

**Bảng 3.3** – Sàn tầng hầm

STT	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tính tải tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	Tính tải tính toán
		(kN/m <sup>3</sup> )	(mm)	(kN/m <sup>2</sup> )		(kN/m <sup>2</sup> )
1	Bản thân kết cấu sàn	25	300	7.50	1.1	8.25
2	<b>Các lớp hoàn thiện sàn và trần</b>					
	- Vữa lát nền + tạo dốc	18	50	0.90	1.3	1.17
	- Lốp chống thấm	10	3	0.03	1.3	0.04
3	Hệ thống kỹ thuật			0.00		0.00
	<b>Tổng tính tải (không kể TLBT)</b>					<b>1.21</b>

**Bảng 3.4 – Sàn mái**

STT	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tĩnh tải tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	Tĩnh tải tính toán
		(kN/m <sup>3</sup> )	(mm)	(kN/m <sup>2</sup> )		(kN/m <sup>2</sup> )
1	Bản thân kết cấu sàn	25	230	5.75	1.1	6.33
2	<b>Các lớp hoàn thiện sàn và trần</b>					
	- Lớp gạch chống nóng	20	10	0.20	1.2	0.24
	- Vữa lát nền	18	15	0.27	1.3	0.35
	- Vữa tạo dốc	18	30	0.54	1.3	0.70
	- Lớp chống thấm	10	3	0.03	1.3	0.04
	- Vữa lát trần	18	20	0.36	1.3	0.47
3	Hệ thống kỹ thuật			0.50	1.2	0.60
	<b>Tổng tĩnh tải (không kể TLBT)</b>					<b>2.40</b>

**Bảng 3.5 – Sàn vệ sinh**

STT	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tĩnh tải tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	Tĩnh tải tính toán
		(kN/m <sup>3</sup> )	(mm)	(kN/m <sup>2</sup> )		(kN/m <sup>2</sup> )
1	Bản thân kết cấu sàn	25	230	5.75	1.1	6.33
2	<b>Các lớp hoàn thiện sàn và trần</b>					
	- Gạch Ceramic	20	10	0.20	1.2	0.24
	- Vữa lát nền + tạo dốc	18	50	0.90	1.3	1.17
	-Lớp chống thấm	10	3	0.03	1.3	0.04
	- Vữa lát trần	18	15	0.27	1.3	0.35
3	Hệ thống kỹ thuật			0.50	1.2	0.60
	<b>Tổng tĩnh tải (không kể TLBT)</b>					<b>2.40</b>

**3.1.2. Tải tường xây**

- Tường xây trên dầm:  $g_t = \gamma \times b \times (h_t - h_d) \times n$

Tường dày 200:  $g_{200} = 18 \times 0.2 \times (3 - 0.6) \times 1.2 = 11 \text{ kN/m}$

- Tường xây trên sàn:  $g_t = \gamma \times b \times (h_t - h_s) \times n$

Tường dày 100:  $g_{100} = 18 \times 0.1 \times (3 - 0.23) \times 1.2 = 6 \text{ kN/m}$

Qui về tải phân bố đều trên sàn (ô sàn lớn nhất):  $g_{100} = 1.83 \text{ kN/m}^2$

Tường dày 200:  $g_{200} = 18 \times 0.2 \times (3 - 0.23) \times 1.2 = 12 \text{ kN/m}$

- Tường xây trên sân thượng:  $g_t = \gamma \times b \times h_t \times n$

Tường dày 200:  $g_{200} = 18 \times 0.2 \times 1.5 \times 1.2 = 6.5 \text{ kN/m}$

### 3.2. HOẠT TẢI

Tra TCVN 2737:1995 – Tải trọng và tác động

Tải trọng tạm thời là các tải trọng có thể không có trong một giai đoạn nào đó của quá trình xây dựng và sử dụng.

Tải trọng tạm thời được chia làm hai loại: tạm thời dài hạn và tạm thời ngắn hạn.

**Bảng 3.6** – Giá trị hoạt tải theo TCVN 2727:1995

STT	Tên sàn	Giá trị tiêu chuẩn (kN/m <sup>2</sup> )			Hệ số vượt tải	Hoạt tải tính toán
		Phần dài hạn	Phần ngắn hạn	Toàn phần		(kN/m <sup>2</sup> )
1	Nhà để xe	1.80	3.20	5.00	1.20	6.00
2	Phòng thể thao	1.80	3.20	5.00	1.20	6.00
3	Thang, sảnh, hành lang	1.00	2.00	3.00	1.20	3.60
4	Phòng ở	0.30	1.20	1.50	1.30	1.95
5	Sàn WC	0.30	1.20	1.50	1.30	1.95
6	Ban công	1.00	2.00	3.00	1.20	3.60
7	Mái bằng có sử dụng	0.50	1.00	1.50	1.30	1.95
8	Mái bằng không có sử dụng	0.00	0.75	0.75	1.30	0.98
9	Nhà kho	0.00	5.00	5.00	1.20	6.00

### 3.3. TẢI TRỌNG GIÓ

Nguyên tắc tính toán thành phần tải trọng gió (theo mục 2 TCXD 2737:1995)

Tải trọng gió gồm 2 thành phần: thành phần tĩnh và thành phần động. Giá trị và phương tính toán thành phần tĩnh tải trọng gió được xác định theo các điều khoản ghi trong tiêu chuẩn tải trọng và tác động TCVN 2737:1995.

Theo mục 1.2 TC 229:1999 thì công trình có chiều cao > 40m thì khi tính phải kể đến thành phần động của tải trọng gió.

Áp dụng cho đồ án tốt nghiệp, công trình có chiều cao 44,7m > 40m do đó phải kể đến cả thành phần tĩnh và thành phần động của tải trọng gió.

#### 3.3.1. Tính toán thành phần tĩnh của tải gió

##### 3.3.1.1. Cơ sở lý thuyết

Công thức tính:

$$W_j = W_o \times k_{(zj)} \times c$$

**Trong đó:**

$W_0$  - là giá trị áp lực gió tiêu chuẩn được xác định theo bảng 4 ứng với từng phân vùng áp lực gió qui định trong phụ lục E của **TCVN 2737-1995**.

$k(z_j)$  - hệ số tính đến sự thay đổi áp lực gió theo độ cao, xác định dựa vào công thức

$$\text{sau: } k(z_j) = 1,844 \left( \frac{z_j}{z_t^s} \right)^{2m_t}$$

c - hệ số khí động : phía gió đẩy  $c_{đón} = 0.8$ ; phía gió hút  $c_{hút} = 0.6$ .

**3.3.1.2. Áp dụng tính toán**

Công trình xây dựng tại Quận 7, Tp.Hồ Chí Minh thuộc vùng gió II-A và địa hình C. Tra bảng TCVN 2737:1995 được:  $W_0 = 83 \text{ kG/m}^2$ ;  $m_t = 0,14$ ;  $z_t^s = 400$ .

Kết quả tải trọng gió tĩnh quy về lực tập trung tác dụng tại tâm sàn mỗi tầng theo 2 phương và phân bố trên dầm biên như sau:

**Bảng 3.7 – Gió tĩnh tác dụng vào tâm sàn theo phương X**

STT	Tầng	H (m)	$Z_j$ (m)	$k_j$	$H_j$ (m)	$L_y$ (m)	$W_{jx}$ (kN)
15	Tầng mái	3.0	44.7	0.998	1.50	28.50	59.51
14	Tầng 14	3.0	41.7	0.979	3.00	28.50	116.73
13	Tầng 13	3.0	38.7	0.959	3.00	28.50	114.31
12	Tầng 12	3.0	35.7	0.937	3.00	28.50	111.76
11	Tầng 11	3.0	32.7	0.915	3.00	28.50	109.05
10	Tầng 10	3.0	29.7	0.890	3.00	28.50	106.15
9	Tầng 9	3.0	26.7	0.864	3.00	28.50	103.03
8	Tầng 8	3.0	23.7	0.836	3.00	28.50	99.65
7	Tầng 7	3.0	20.7	0.805	3.00	28.50	95.94
6	Tầng 6	3.0	17.7	0.770	3.00	28.50	91.83
5	Tầng 5	3.0	14.7	0.731	3.00	28.50	87.17
4	Tầng 4	3.0	11.7	0.686	3.00	28.50	81.78
3	Tầng 3	3.0	8.7	0.631	3.00	28.50	75.27
2	Tầng 2	4.2	5.7	0.561	3.60	28.50	80.23
1	Tầng trệt	3.0	1.5	0.386	2.85	28.50	43.71



**Bảng 3.8** – Gió tĩnh tác dụng vào tâm sàn theo phương Y

STT	Tầng	H (m)	Z <sub>j</sub> (m)	k <sub>j</sub>	H <sub>j</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	W <sub>jx</sub> (kN)
15	Tầng mái	3.0	44.7	0.998	1.50	48.00	100.2
14	Tầng 14	3.0	41.7	0.979	3.00	48.00	196.6
13	Tầng 13	3.0	38.7	0.959	3.00	48.00	192.5
12	Tầng 12	3.0	35.7	0.937	3.00	48.00	188.2
11	Tầng 11	3.0	32.7	0.915	3.00	48.00	183.7
10	Tầng 10	3.0	29.7	0.890	3.00	48.00	178.8
9	Tầng 9	3.0	26.7	0.864	3.00	48.00	173.5
8	Tầng 8	3.0	23.7	0.836	3.00	48.00	167.8
7	Tầng 7	3.0	20.7	0.805	3.00	48.00	161.6
6	Tầng 6	3.0	17.7	0.770	3.00	48.00	154.7
5	Tầng 5	3.0	14.7	0.731	3.00	48.00	146.8
4	Tầng 4	3.0	11.7	0.686	3.00	48.00	137.7
3	Tầng 3	3.0	8.7	0.631	3.00	48.00	126.8
2	Tầng 2	4.2	5.7	0.561	3.60	48.00	135.1
1	Tầng trệt	3.0	1.5	0.386	2.85	48.00	73.6

**Bảng 3.9** – Gió tĩnh tác dụng lên dầm biên

STT	Tầng	H (m)	Z <sub>j</sub> (m)	k <sub>j</sub>	W <sub>j</sub> <sub>dẩy</sub> (kN/m)	W <sub>j</sub> <sub>hút</sub> (kN/m)
15	Tầng mái	3.0	44.7	0.998	1.2	0.9
14	Tầng 14	3.0	41.7	0.979	2.3	1.8
13	Tầng 13	3.0	38.7	0.959	2.3	1.7
12	Tầng 12	3.0	35.7	0.937	2.2	1.7
11	Tầng 11	3.0	32.7	0.915	2.2	1.6
10	Tầng 10	3.0	29.7	0.890	2.1	1.6
9	Tầng 9	3.0	26.7	0.864	2.1	1.5
8	Tầng 8	3.0	23.7	0.836	2.0	1.5
7	Tầng 7	3.0	20.7	0.805	1.9	1.4
6	Tầng 6	3.0	17.7	0.770	1.8	1.4

STT	Tầng	H (m)	Z <sub>j</sub> (m)	k <sub>j</sub>	W <sub>j_đẩy</sub> (kN/m)	W <sub>j_hút</sub> (kN/m)
5	Tầng 5	3.0	14.7	0.731	1.7	1.3
4	Tầng 4	3.0	11.7	0.686	1.6	1.2
3	Tầng 3	3.0	8.7	0.631	1.5	1.1
2	Tầng 2	4.2	5.7	0.561	1.6	1.2
1	Tầng trệt	3.0	1.5	0.386	0.9	0.7
<b>SUM</b>		<b>46.2</b>				

⇒ Trong mô hình Etabs, để chính xác hơn trong việc kể đến ảnh hưởng của tác động gió tĩnh, sinh viên chọn phương án nhập gió vào dầm biên.

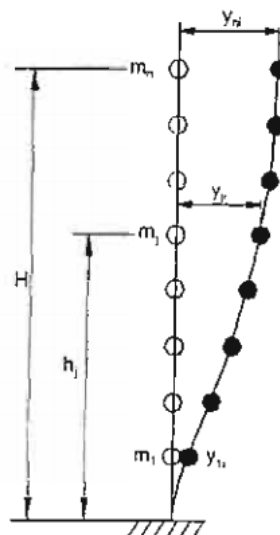
**3.3.2. Tính toán thành phần động của tải trọng gió**

Thành phần động của gió được xác định dựa theo tiêu chuẩn TCVN 229 -1999.

Thành phần động của tải trọng gió được xác định theo các phương tương ứng với phương tính toán thành phần tĩnh của tải trọng gió. Trong tiêu chuẩn chỉ kể đến thành phần gió dọc theo phương X và phương Y bỏ qua thành phần gió ngang và momen xoắn.

**3.3.2.1. Thiết lập tính toán động lực**

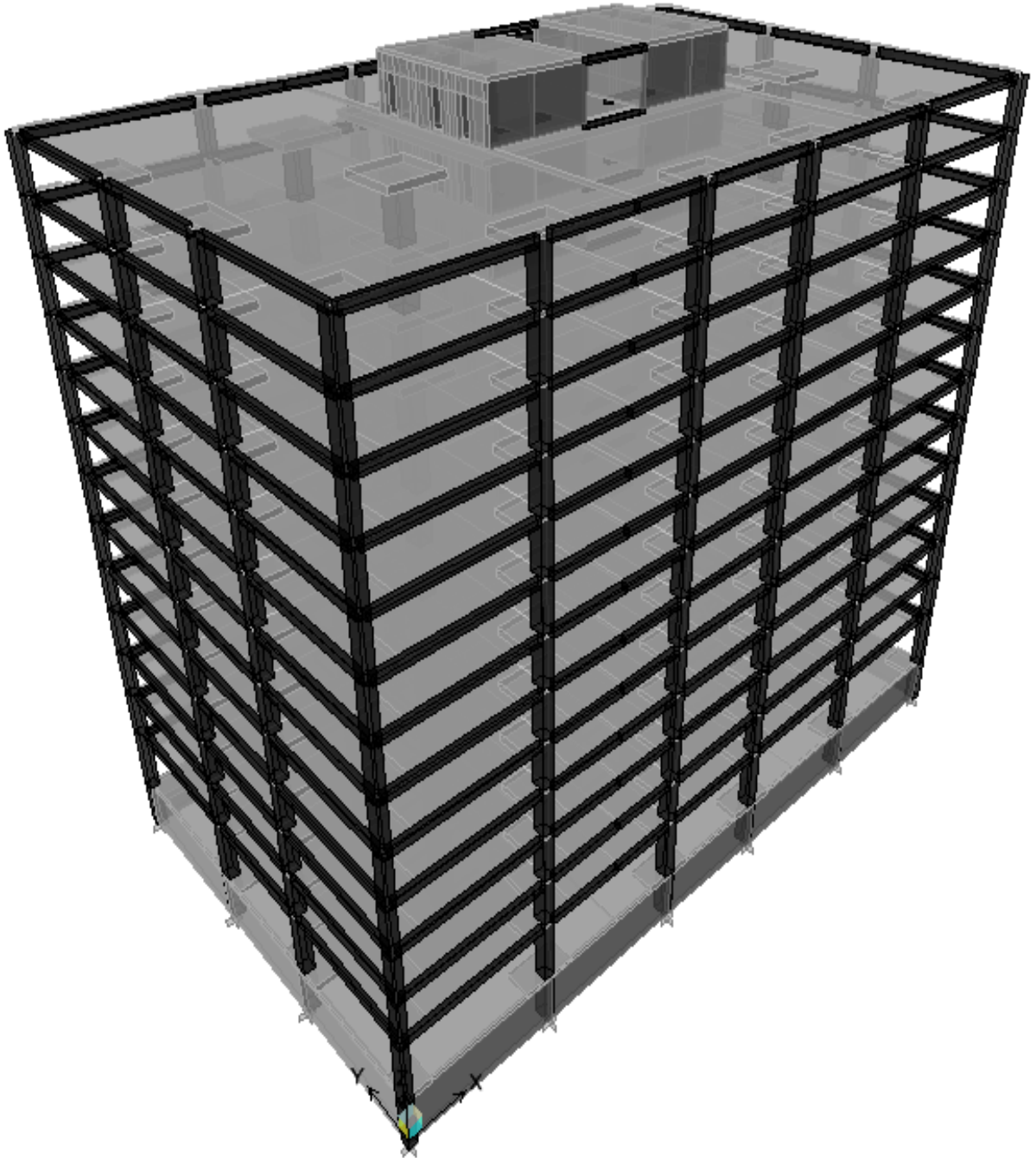
Theo tiêu chuẩn thì sơ đồ tính toán động lực là hệ thanh công xôn có hữu hạn điểm tập trung khối lượng phụ lục A của tiêu chuẩn



**Hình 3.1** - Sơ đồ tính toán động lực tải trọng gió lên công trình theo phụ lục A tiêu chuẩn TCVN 229:1999

Việc xác định tần số và dạng dao riêng của sơ đồ tính toán trên bằng phương pháp giải tích là khá phức tạp và không thể xác định được nếu công trình có độ cứng thay đổi theo chiều cao. Do đó trong đồ án sinh viên phân tích bài toán dao động bằng sự hỗ trợ của phần mềm chuyên dụng thiết kế nhà cao tầng ETABS.

Mô hình sơ đồ kết cấu của công trình trên phần mềm ETABS và phân tích bài toán dao động theo 3 phương



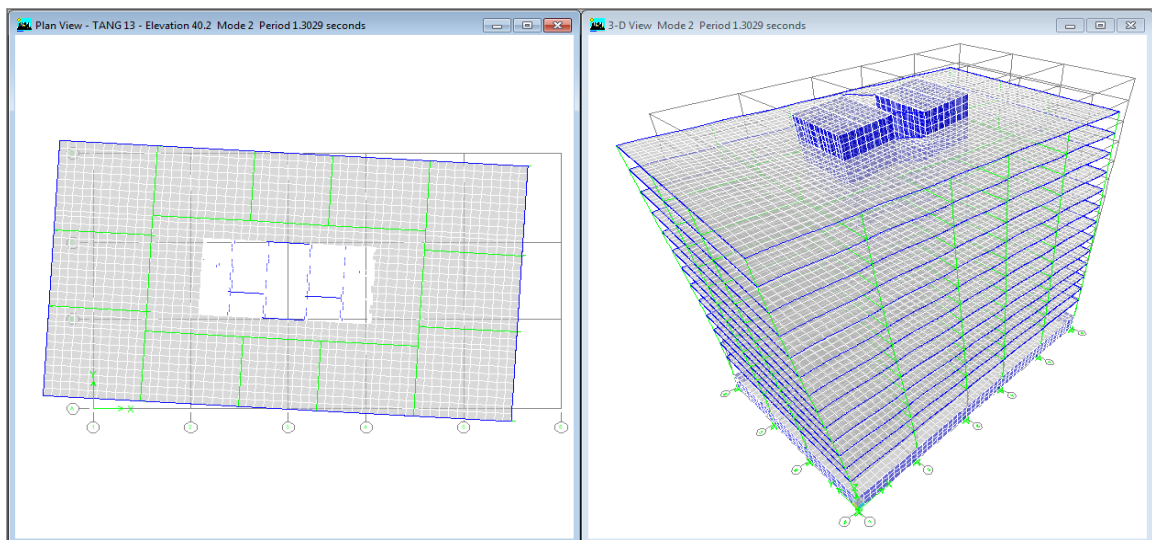
**Hình 3.2** – Mô hình tính toán động lực tải trọng gió lên công trình trong Etabs

**3.3.2.2. Kết quả phân tích dao động**

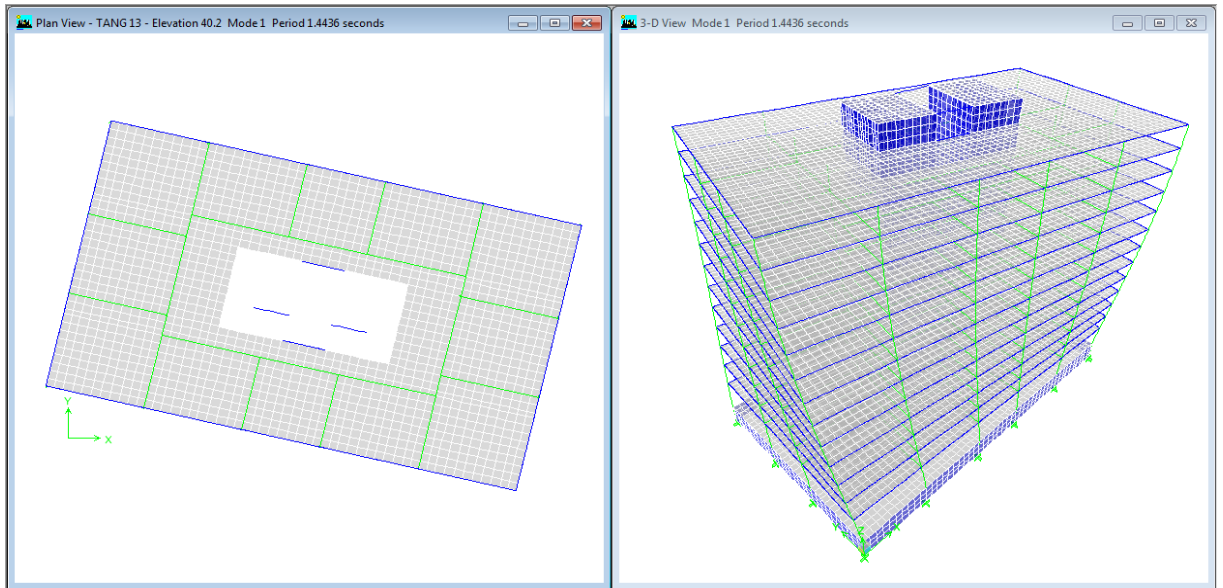
Dựa vào kết quả tính toán của chương trình ETABS ta xác định được các tần số dao động riêng của công trình ứng với các dao động riêng như bảng dưới đây:

**Bảng 3.10** – Thống kê các dạng dao động

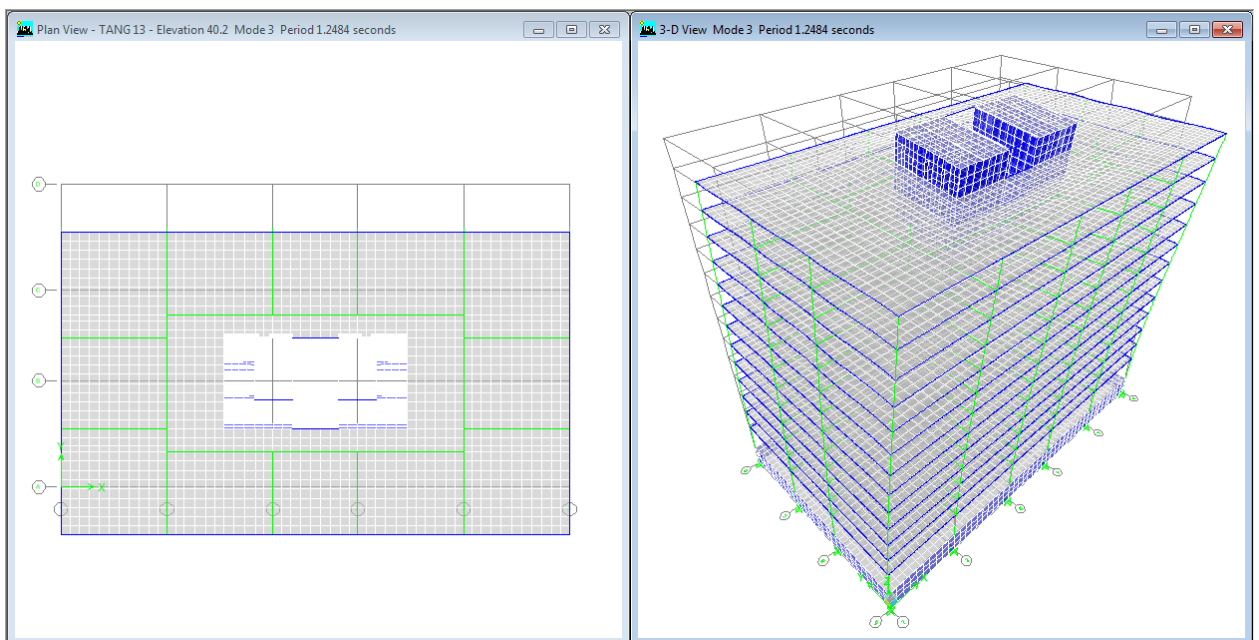
Mode	Chu kỳ	Tần số	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
	(s)	(Hz)	%	%	%	%	%	%
1	1.30	0.768	64.715	0.000	4.646	64.715	0.000	4.646
2	1.27	0.787	4.367	0.000	71.966	69.082	0.000	76.611
3	1.25	0.801	0.000	67.124	0.000	69.082	67.124	76.611
4	0.45	2.213	0.180	0.000	9.601	69.262	67.124	86.212
5	0.33	3.054	15.972	0.000	0.173	85.234	67.124	86.386
6	0.28	3.633	0.000	18.975	0.000	85.234	86.099	86.386
7	0.25	3.982	0.042	0.000	3.123	85.277	86.099	89.509
8	0.17	5.873	0.001	0.000	1.293	85.277	86.099	90.801
9	0.15	6.575	4.720	0.000	0.017	89.998	86.099	90.818
10	0.13	7.814	0.000	0.000	0.614	89.998	86.099	91.432
11	0.13	7.940	0.000	4.975	0.000	89.998	91.074	91.432
12	0.10	9.786	0.007	0.000	0.322	90.005	91.074	91.755



**Hình 3.3** – Dạng dao động 1 (mode 1)

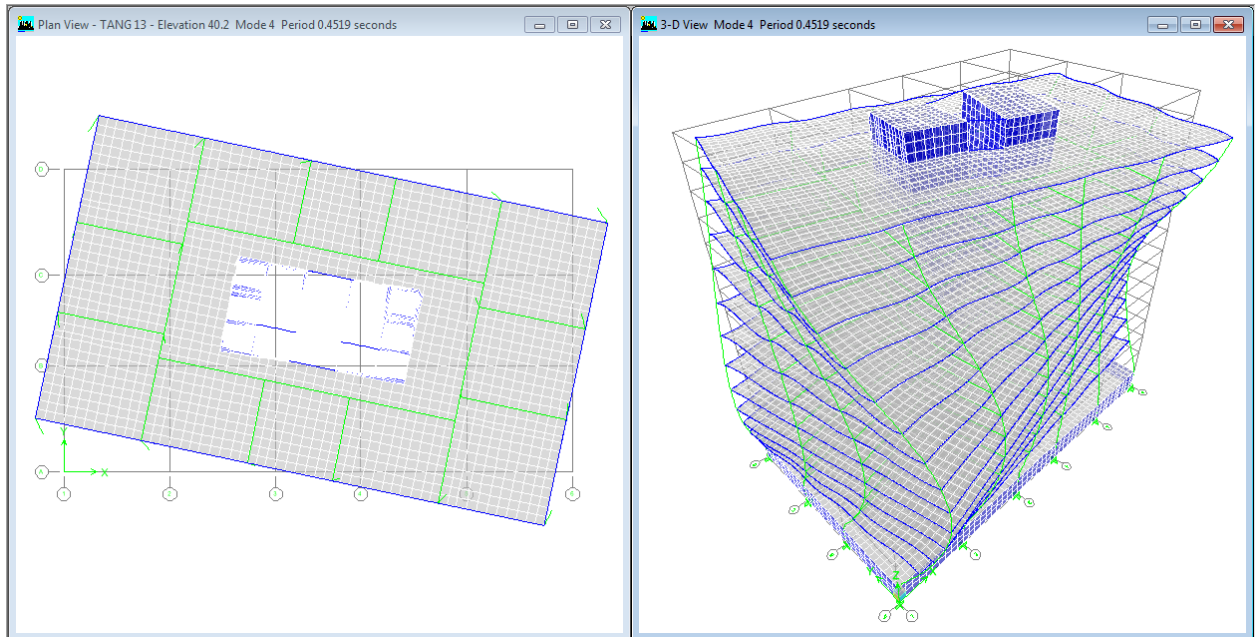


**Hình 3.4** – Dạng dao động 1 (mode 2)

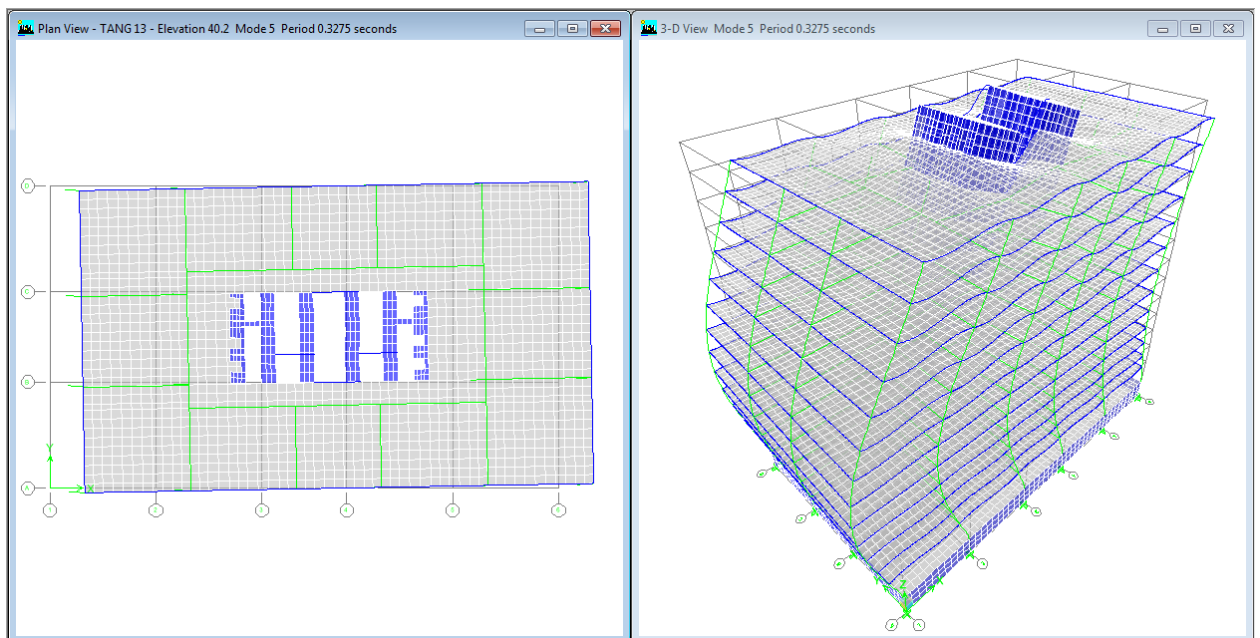


**Hình 3.5** – Dạng dao động 1 (mode 3)

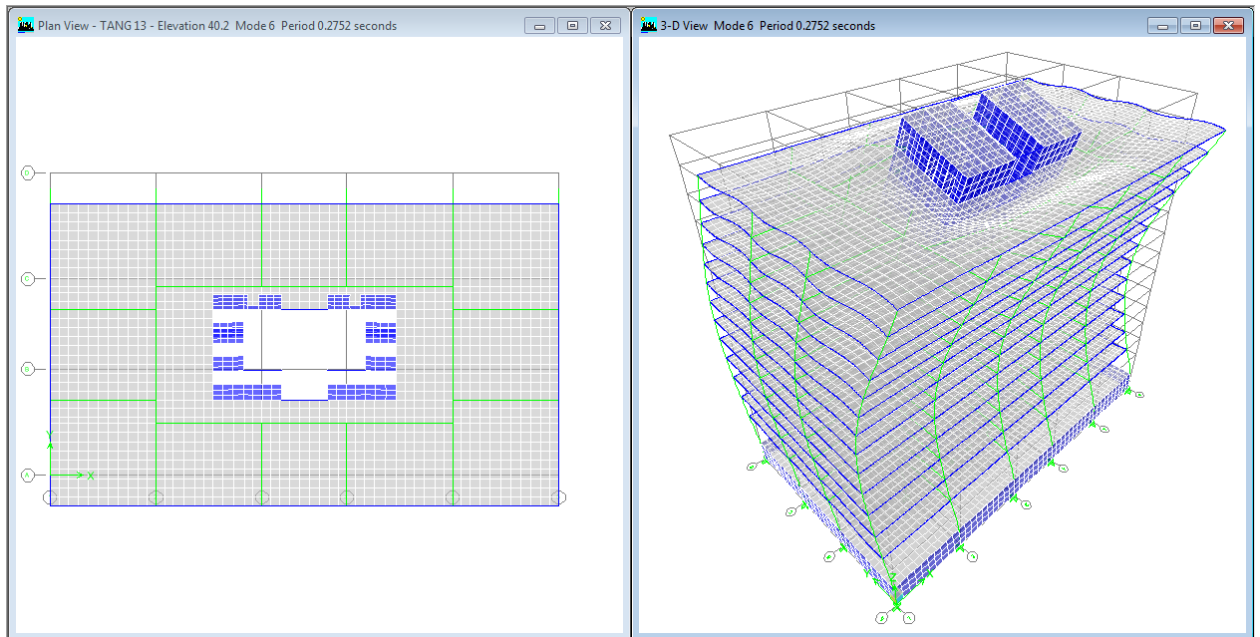




Hình 3.6 – Dạng dao động 2 (mode4)



Hình 3.7 – Dạng dao động 2 (mode5)



**Hình 3.8** – Dạng dao động 2 (mode6)

Tra **bảng 2 trang 7 TCVN 229-1999** ta được giá trị giới hạn của tần số dao động riêng  $f_L = 1.3$  (Hz).

Căn cứ vào kết quả ở trên,  $f_1 = 0.768 < f_L = 1.3 < f_2 = 2.213$  do đó:

Theo phương X chỉ cần xét đến ảnh hưởng của dạng dao động 1 (Mode 1)

Theo phương Y chỉ cần xét đến ảnh hưởng của dạng dao động 1 (Mode 3)

Thành phần động của gió lúc này bao gồm cả thành phần xung và lực quán tính và được tính toán căn cứ theo TCXD 229:1999.

### 3.3.2.3. Tính toán thành phần động của tải trọng gió (mục 4.5 – TCXD 229:1999)

1. Giá trị tiêu chuẩn thành động của gió tác dụng lên phần tử  $j$  của dạng dao động thứ  $i$  được xác định theo công thức:

$$W_{P(j)} = M_j \cdot \xi_i \cdot \psi_i \cdot y_{ji}$$

Trong đó,

$M_j$ : khối lượng tập trung của phần công trình thứ  $j$ .

$\xi_i$ : hệ số động lực ứng với dạng dao động thứ  $i$ .

$\psi_i$ : hệ số được xác định bằng cách chia công trình thành nhiều phần, trong phạm vi mỗi phần tải trọng gió có thể xem như không đổi.

$y_{ji}$ : biên độ dao động tỉ đối của phần công trình thứ  $j$  ứng với dạng dao động riêng thứ  $i$

2. Xác định giá trị tính toán thành phần động của tải trọng gió

Giá trị tính toán thành phần động của gió được xác định theo công thức:

$$W_{p(ji)}^{tt} = W_{P(ji)} \cdot \gamma \cdot \beta$$

Trong đó,  $\gamma$  – hệ số tin cậy lấy bằng 1,2

$\beta$  - hệ số điều chỉnh tải trọng gió theo thời gian, lấy bằng 1.

3. Kết quả tính toán

**Bảng 3.11** – Bảng giá trị tính toán thành phần động của tải trọng gió theo phương X

STT	Tầng	M <sub>j</sub> (kN)	z <sub>j</sub>	W <sub>Fj</sub> (kN)	y <sub>ji</sub>	y <sub>ji</sub> W <sub>Fj</sub>	y <sub>ji</sub> <sup>2</sup> M <sub>j</sub>	W <sub>pjiX</sub> (kN)
1	MÁI	228.17	0.555	23.1	-0.0082	-0.18922	0.015342	8.7
2	SÂN THƯỢNG	2483.22	0.560	45.7	-0.0077	-0.35193	0.147230	89.2
3	TẦNG 13	3055.85	0.566	45.2	-0.0071	-0.32113	0.154045	101.3
4	TẦNG 12	3055.85	0.572	44.7	-0.0065	-0.29069	0.129110	92.7
5	TẦNG 11	3055.85	0.579	44.2	-0.0059	-0.26064	0.106374	84.1
6	TẦNG 10	3055.85	0.587	43.6	-0.0053	-0.23100	0.085839	75.6
7	TẦNG 9	3055.85	0.596	42.9	-0.0046	-0.19752	0.064662	65.6
8	TẦNG 8	3055.85	0.606	42.2	-0.0040	-0.16892	0.048894	57.0
9	TẦNG 7	3055.85	0.618	41.4	-0.0033	-0.13674	0.033278	47.1
10	TẦNG 6	3055.85	0.631	40.5	-0.0027	-0.10945	0.022277	38.5
11	TẦNG 5	3055.85	0.648	39.5	-0.0020	-0.07900	0.012223	28.5
12	TẦNG 4	3055.85	0.669	38.3	-0.0015	-0.05738	0.006876	21.4
13	TẦNG 3	3055.85	0.697	36.7	-0.0009	-0.03303	0.002475	12.8
14	TẦNG 2	3096.97	0.740	41.5	-0.0005	-0.02075	0.000774	7.2
15	TẦNG TRỆT	2636.48	0.892	27.3	0.0000	0.00000	0.000000	0.0
<b>SUM</b>						<b>-2.4474</b>	<b>0.8294</b>	<b>729.8382</b>



**Bảng 3.12** – Bảng giá trị tính toán thành phần động của tải trọng gió theo phương Y

STT	Tầng	M <sub>j</sub> (kN)	z <sub>j</sub>	W <sub>Fj</sub> (kN)	y <sub>ji</sub>	y <sub>ji</sub> W <sub>Fj</sub>	y <sub>ji</sub> <sup>2</sup> M <sub>j</sub>	W <sub>pjiX</sub> (kN)
1	MÁI	228.17	0.555	38.9	-0.0089	-0.34590	0.018073	15.0
2	SÂN THƯỢNG	2483.22	0.560	77.0	-0.0082	-0.63122	0.166972	150.5
3	TẦNG 13	3055.85	0.566	76.2	-0.0075	-0.57133	0.171892	169.3
4	TẦNG 12	3055.85	0.572	75.3	-0.0068	-0.51219	0.141302	153.5
5	TẦNG 11	3055.85	0.579	74.4	-0.0061	-0.45385	0.113708	137.7
6	TẦNG 10	3055.85	0.587	73.4	-0.0054	-0.39639	0.089109	121.9
7	TẦNG 9	3055.85	0.596	72.3	-0.0046	-0.33267	0.064662	103.9
8	TẦNG 8	3055.85	0.606	71.1	-0.0039	-0.27738	0.046479	88.1
9	TẦNG 7	3055.85	0.618	69.8	-0.0032	-0.22332	0.031292	72.3
10	TẦNG 6	3055.85	0.631	68.3	-0.0026	-0.17751	0.020658	58.7
11	TẦNG 5	3055.85	0.648	66.5	-0.0020	-0.13305	0.012223	45.2
12	TẦNG 4	3055.85	0.669	64.4	-0.0014	-0.09020	0.005989	31.6
13	TẦNG 3	3055.85	0.697	61.8	-0.0009	-0.05563	0.002475	20.3
14	TẦNG 2	3096.97	0.740	69.9	-0.0005	-0.03496	0.000774	11.4
15	TẦNG TRỆT	2636.48	0.892	45.9	-0.0001	-0.00459	0.000026	1.9
<b>SUM</b>						<b>-4.2402</b>	<b>0.8856</b>	<b>1181.4057</b>

### 3.3.3. Tổ hợp tải trọng gió

Theo mục 4.12 TCXD 229:1999 tổ hợp nội lực, chuyển vị gây ra do thành phần tĩnh và động của tải trọng gió được xác định như sau:

$$X = X^t + \sqrt{\sum_{i=1}^s (X_i^d)^2}$$

Trong đó,

X – là momen uốn (xoắn), lực cắt, lực dọc, hoặc chuyển vị;

X<sup>t</sup> – là momen uốn (xoắn), lực cắt, lực dọc, hoặc chuyển vị do thành phần tĩnh của tải trọng gió gây ra;

X<sup>d</sup> – là momen uốn (xoắn), lực cắt, lực dọc, hoặc chuyển vị do thành phần động của tải trọng gió gây ra;

S – là số dao động tính toán.

*Việc tổ hợp nội lực do thành phần gió tĩnh và gió động theo tiêu chuẩn được sinh viên thực hiện ngay trong phần mềm ETABS.*

Sau đây là bản kết quả tổng hợp tác động của gió vào công trình:

**Bảng 3.13** – Bảng tổng hợp giá trị tính toán thành phần tĩnh và thành phần động của tải trọng gió tác dụng lên công trình

STT	Tầng	Thành phần gió tĩnh		Thành phần gió động	
		Phương X	Phương Y	Phương X (mode 2)	Phương Y (mode 3)
		W <sub>Xj</sub> (kN)	W <sub>Yj</sub> (kN)	W <sub>Xj</sub> (kN)	W <sub>Yj</sub> (kN)
1	Mái	59.51	100.23	8.73	15.01
2	Sân thượng	116.73	196.59	89.23	150.46
3	Tầng 13	114.31	192.53	101.26	169.35
4	Tầng 12	111.76	188.23	92.70	153.54
5	Tầng 11	109.05	183.66	84.14	137.74
6	Tầng 10	106.15	178.77	75.58	121.93
7	Tầng 9	103.03	173.52	65.60	103.87
8	Tầng 8	99.65	167.83	57.05	88.06
9	Tầng 7	95.94	161.59	47.06	72.26
10	Tầng 6	91.83	154.66	38.51	58.71
11	Tầng 5	87.17	146.82	28.52	45.16
12	Tầng 4	81.78	137.73	21.39	31.61
13	Tầng 3	75.27	126.77	12.84	20.32
14	Tầng 2	80.23	135.13	7.23	11.44
15	Tầng trệt	43.71	73.61	0.00	1.95

### 3.4. TẢI TRỌNG ĐỘNG ĐẤT

#### 3.4.1. Cơ sở lý thuyết tính toán

Theo TCXD 375:2006 – thiết kế công trình chịu động đất

Để phân tích và tính toán động đất, tựu trung có 2 nhóm phương pháp lớn: phương pháp phân tích đàn hồi tuyến tính và phương pháp phân tích phi tuyến. Ở đây, sinh viên tìm hiểu và áp dụng phương pháp phân tích đàn hồi tuyến tính cho công trình gồm:

- Phương pháp “phân tích phổ phản ứng dao động”
- Phương pháp “phân tích tĩnh lực ngang tương đương”

#### 1. Phương pháp phân tích tĩnh lực ngang tương đương

Đây là phương pháp tính toán tác động của động đất đơn giản nhất vì yếu tố ứng xử động học của công trình không được kể đến một cách đầy đủ trong tính toán.

Phương pháp phân tích tĩnh lực ngang tương đương không áp dụng cho các công trình có hình dạng không đều đặn hoặc có sự phân bố khối lượng và độ cứng không đồng đều trong mặt bằng cũng như chiều cao (xem 4.3.2.2.1 – TCXD 375:2006).

a. *Điều kiện áp dụng*: phương pháp này có thể áp dụng nếu nhà và công trình đáp ứng được cả 2 điều kiện sau đây:

- Có chu kỳ dao động  $T_1$  theo 2 hướng chính nhỏ hơn các giá trị sau:  $T_1 \leq \begin{cases} 4T_c \\ 2s \end{cases}$
- Thỏa mãn những tiêu chí đều đặn theo chiều cao (4.2.3.3–TCXD 375:2006)

b. *Xác định lực cắt đáy* (4.3.3.2.2 – TCXD 375:2006)

Theo mỗi hướng ngang được phân tích, lực cắt đáy động đất  $F_b$  được xác định theo biểu thức sau:

$$F_b = \bar{S}_d(T_1).W.\lambda$$

**Trong đó:**

$\bar{S}_d(T_1)$ : tung độ của phổ thiết kế không thứ nguyên tại chu kỳ  $T_1$

$T_1$ : chu kỳ dao động cơ bản của nhà và công trình do chuyển động ngang theo hướng đang xét

$W$ : tổng trọng lượng của nhà và công trình trên móng hoặc trên đỉnh của phần cứng phía dưới

$\lambda = 0.85$  nếu  $T_1 \leq 2T_c$  với nhà và công trình trên 2 tầng,  $\lambda = 1.0$  đối với các trường hợp khác.

c. *Phân bố lực động đất theo phương ngang*

Khi dạng dao động cơ bản được lấy gần đúng bằng các chuyển vị ngang tầng tuyến tính dọc theo chiều cao, lực ngang  $F_i$  (đặt tại cao trình tập trung của trọng lượng  $W_i$ ) tính bằng:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i W_i}{\sum z_j W_j}$$

*Trong đó:*  $z_i$  và  $z_j$  là độ cao của trọng lượng  $W_i$  và  $W_j$  so với điểm đặt lực cắt đáy động đất  $F_b$  (tại mặt móng hoặc đỉnh của phần cứng phía dưới)

## 2. Phương pháp phân tích phổ phản ứng dao động

Đây là một phương pháp dự đoán phản ứng lớn nhất của hệ chịu tác động động đất dựa trên số liệu các trận động đất xảy ra trước đó.

Phương pháp phân tích phổ phản ứng là phương pháp có thể áp dụng cho tất cả các loại nhà (4.3.3.1 – TCXD 375:2006).

- a. *Điều kiện áp dụng*: phương pháp này có thể áp dụng cho tất cả các loại nhà
- b. *Số dạng dao động cần xét đến*: phải xét đến phản ứng của tất cả các dao động góp phần đáng kể vào phản ứng tổng thể của công trình. Như vậy phải đáp ứng một trong hai điều kiện sau:
- Tổng các trọng lượng hữu hiệu của các dạng dao động (mode) được xét chiếm ít nhất 90% tổng trọng lượng kết cấu
  - Tất cả dạng dao động (mode) có trọng lượng hữu hiệu lớn hơn 5% của tổng trọng lượng đều được xét đến.
- c. *Xác định lực cắt đáy*

$$F_{X,i} = \bar{S}_d(T_i) \cdot W_{X,i}$$

Trong đó:

$\bar{S}_d(T_i)$ : phổ thiết kế không thứ nguyên

$W_{X,i}$ : trọng lượng hữu hiệu (theo phương X trên mặt bằng) tương ứng với dạng dao động thứ i, xác định theo công thức sau:

$$W_{X,i} = \frac{\left( \sum_{j=1}^n X_{i,j} \cdot W_j \right)^2}{\sum_{j=1}^n X_{i,j}^2 \cdot W_j}$$

Trong đó:

n: tổng bậc tự do xét đến theo phương X

$X_{i,j}$ : giá trị chuyển vị theo phương đang xét trên mặt bằng tại điểm đặt trọng lượng thứ j của dạng dao động thứ i

$W_j$ : trọng lượng tập trung tại tầng thứ j của công trình

*d. Phân bố lực động đất theo phương ngang*

Phân phối tải trọng ngang lên các cao trình tầng của tổng lực cắt tại chân công trình tương ứng với dạng dao động thứ  $i$  theo phương  $X$ , như sau:

$$F_{X,i}^j = F_{X,i} \frac{X_{i,j} \times W_j}{\sum_{l=1}^n X_{i,l} \times W_l}$$

Trong đó:  $F_{X,i}^j$ : lực ngang tác dụng lên tầng thứ  $j$  theo phương  $X$  ứng với dạng dao động riêng thứ  $i$

$W_j$  và  $W_l$ : trọng lượng tập trung tại tầng thứ  $j$  và  $l$  của công trình

$X_{i,j}$  và  $X_{i,l}$ : giá trị chuyển vị theo phương  $X$  tại điểm đặt trọng lượng thứ  $j$  và  $l$  của dạng dao động thứ  $i$ .

- *Tính toán theo phương  $Y$  tương tự như phương  $X$*

*e. Tổ hợp các dạng dao động cần xét:*

Số dạng dao động cần xét là  $k$

Phản ứng ở hai dạng dao động  $j$  và  $l$  được xem là phụ thuộc lẫn nhau (ngược lại được xem là độc lập) nếu các chu kỳ  $T_j$  và  $T_l$  thỏa mãn điều kiện sau:

$$0.9 \leq (T_j / T_l) \leq 1.0 / 0.9$$

Khi các dao động đang xét đến thỏa mãn điều kiện về độc lập tuyến tính như trên thì giá trị lớn nhất  $E_E$  (nội lực, chuyển vị) của hệ quả tác động động đất có thể lấy bằng:

$$E_E = \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

***Trong đó:***

$E_E$ : hệ quả của tác động động đất đang xét (nội lực, chuyển vị...)

$E_i$ : giá trị của hệ quả tác động của động đất này do dạng dao động riêng thứ  $i$  gây ra

$K$ : số dạng dao động cần xét

*f. Tổ hợp các hệ quả của các thành phần tác động động đất*

Tổ hợp thành phần nằm ngang của động đất được xác định theo phương pháp căn bậc hai của tổng bình phương:

$$E_{E_{\max}} = \pm \sqrt{E_{E_{dx}}^2 + E_{E_{dy}}^2}$$

**Trong đó:**

$E_{E_{max}}$  : các giá trị hệ quả tác động lớn nhất do tác động đồng thời của các lực động đất ngang trong cả 2 phương chính gây ra.

$E_{E_{dx}}$  và  $E_{E_{dy}}$  : tương ứng là các giá trị hệ quả tác động do các lực động đất tác động theo phương X-X và Y-Y gây ra.

Như vậy, nếu dùng cách trên để tổ hợp các hệ quả do các tải trọng khác gây ra, ta sẽ được các giá trị phản ứng quá thiên về an toàn. Thực tế, lực động đất tác động theo 2 phương ngang vuông góc với nhau không phải lúc nào cũng pha nhau, do đó theo tiêu chuẩn TCXDVN 375:2006 cho phép tổ hợp như sau:

$$E_E = E_{E_{dx}} + 0.3E_{E_{dy}}$$

$$E_E = 0.3E_{E_{dx}} + E_{E_{dy}}$$

Khi có xét thêm thành phần tác động theo phương đứng, có thể sử dụng 3 tổ hợp sau để tính toán:

$$E_E = E_{E_{dx}} + 0.3E_{E_{dy}} + 0.3E_{E_{dz}}$$

$$E_E = 0.3E_{E_{dx}} + 0.3E_{E_{dy}} + E_{E_{dz}}$$

$$E_E = 0.3E_{E_{dx}} + E_{E_{dy}} + 0.3E_{E_{dz}}$$

**3.4.1.1. Kết luận**

Công trình chung cư cao cấp LIBERTY thỏa các tiêu chí đều đặn theo mặt bằng và mặt đứng, đồng thời chu kỳ dao động  $T_1 = 1.30s$  ( $< 4T_c = 2.4s$  và  $2s$ ) nên có thể áp dụng cả phương pháp tĩnh lực ngang tương đương và phương pháp phổ phản ứng. Phương pháp nào cũng có ưu, nhược điểm của nó. Đương nhiên, xét về độ chính xác thì phương pháp phổ phản ứng chiếm ưu thế hơn vì kể đến đầy đủ hơn các dạng tham gia dao động. Ở đây, sinh viên tính toán theo cả 2 phương pháp để so sánh xem độ chính xác chênh lệch nhau như thế nào nhằm rút ra kinh nghiệm, tùy trường hợp ứng dụng vào thực tế sau này.

**3.4.2. Trình tự tính toán chung****Bước 1: Xác định loại đất nền**

Có 7 loại đất nền: A, B, C, D, E,  $S_1$ ,  $S_2$  (**3.1.2 – TCXD 375:2006**)

**Bước 2: Xác định tỉ số  $a_{gR}/g$** 

$a_{gR}$ : đỉnh gia tốc nền tham chiếu phụ thuộc địa điểm xây dựng công trình (**Bảng phân vùng gia tốc nền – phụ lục I – TCXD 375:2006**)

$g$ : gia tốc trọng trường  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

**Bước 3: Xác định hệ số tầm quan trọng  $\gamma_1$** 

Mức độ tầm quan trọng được đặc trưng bởi hệ số tầm quan trọng  $\gamma_1$ . Các định nghĩa về mức độ tầm quan trọng ( $\gamma_1 = 1.25, 1.00, 0.75$ ) (**Phụ lục F – TCXD 375:2006**) tương ứng với công trình loại I, II, III (**Phụ lục G – TCXD 375:2006**).

**Bước 4: Xác định giá trị gia tốc đất nền thiết kế  $a_g$** 

Gia tốc đất nền thiết kế  $a_g$  ứng với trạng thái cực hạn xác định như sau:

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_1$$

Theo quy định của TCXD 375:2006 thì:

$a_g > 0.08g$ : động đất mạnh phải thiết kế kháng chấn

$0.04g < a_g < 0.08g$ : động đất yếu chỉ cần áp dụng các biện pháp cấu tạo kháng chấn

$a_g < 0.04$ : không cần thiết kế kháng chấn

**Bước 5: Xác định hệ số ứng xử  $q$  của kết cấu bê tông cốt thép**

Hệ khung hoặc hệ khung tương đương (hỗn hợp khung – vách), có thể xác định gần đúng như sau (cấp dèo trung bình)

$q = 3.3$  nhà một tầng

$q = 3.6$  nhà nhiều tầng, khung một nhịp

$q = 3.9$  nhà nhiều tầng, khung nhiều nhịp hoặc kết cấu hỗn hợp tương đương khung.

**Bước 6: phân tích dao động, tìm chu kỳ, tần số, khối lượng tham gia dao động của các dạng dao động.**

- Đối với phương pháp tĩnh lực ngang tương đương, ( $H < 40m$ ): có thể xác định bằng công thức gần đúng
- Nếu nhà có  $H > 40m$ , hoặc dùng phương pháp phổ phản ứng: dùng phần mềm hỗ trợ.

**Bước 7: Xây dựng phổ thiết kế dùng cho phân tích đàn hồi**

- Phổ thiết kế đàn hồi theo phương nằm ngang

Đối với thành phần nằm ngang của tác động động đất, phổ thiết kế không thứ nguyên  $S_d(T)$  được xác định như sau:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \max \left( a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T}; \beta \cdot a_g \right)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = \max \left( a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}; \beta \cdot a_g \right)$$

**Trong đó:**

$S_d(T)$ : phổ phản ứng đàn hồi

T: chu kì dao động của hệ tuyến tính một bậc tự do

$a_g$ : gia tốc nền thiết kế

S: hệ số nền

$T_B$ : giới hạn dưới của chu kì ứng với đoạn nằm ngang của phổ phản ứng gia tốc

$T_C$ : giới hạn trên của chu kì ứng với đoạn nằm ngang của phổ phản ứng gia tốc

$T_D$ : giá trị xác định điểm bắt đầu của phản ứng dịch chuyển không đổi trong phổ phản ứng.

**Bảng 3.14** – Giá trị tham số mô tả phản ứng đàn hồi theo phương ngang

Loại nền đất	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,00	0,15	0,4	2,0
B	1,20	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,40	0,15	0,5	2,0

$\beta = 0.2$ : hệ số ứng với cận dưới phổ thiết kế theo phương nằm ngang

q: hệ số ứng xử

- Phổ thiết kế đàn hồi theo phương thẳng đứng

Nếu  $a_{vg} > 0.25g$  ( $2.5m/s^2$ ) thì cần xét đến thành phần thẳng đứng của tác động động đất. Đối với thành phần thẳng đứng của tải trọng động đất, phổ thiết kế không thứ nguyên  $S_d(T)$  được xác định bằng các biểu thức sau:



$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = \text{avg} \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \max \left( \text{avg} \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T}, \beta \cdot a_g \right)$$

$$T \geq T_D : S_d(T) = \max \left( \text{avg} \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}, \beta \cdot a_g \right)$$

**Trong đó:**

$S_d(T)$ : phổ phản ứng đàn hồi

T: chu kì dao động của hệ tuyến tính một bậc tự do

$a_g$ : gia tốc nền thiết kế

S: hệ số nền

$T_B$ : giới hạn dưới của chu kì ứng với đoạn nằm ngang của phổ phản ứng gia tốc

$T_C$ : giới hạn trên của chu kì ứng với đoạn nằm ngang của phổ phản ứng gia tốc

$T_D$ : giá trị xác định điểm bắt đầu của phản ứng dịch chuyển không đổi trong phổ phản ứng.

**Bảng 3.15** – Giá trị tham số mô tả phản ứng đàn hồi theo phương đứng

$a_{vg} / a_g$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
0,90	0,05	0,15	1,0

$\beta = 0.2$ : hệ số ứng với cận dưới phổ thiết kế theo phương nằm ngang

q: hệ số ứng xử

**Bước 8: Xác định lực cắt đáy**

Đã trình bày ở trên mục 4.2.4.1

**Bước 9: Phân phối lực cắt đáy vào từng tầng**

Đã trình bày ở trên mục 4.2.4.1

**3.4.3. Đặc điểm công trình và các thông số dẫn xuất**

**Bảng 3.16 – Đặc điểm công trình**

- Địa điểm xây dựng:	Tỉnh, thành:	<b>TP.HCM</b>
	Quận, huyện:	<b>Quận 7</b>
	Loại nền đất:	<b>C</b>
- Hệ số tầm quan trọng:	$\gamma_1 =$	<b>1.00</b>
- Đặc điểm kết cấu:	Cấp dèo	<b>DCM</b>
	Loại kết cấu:	<b>Hệ khung, hoặc tương đương khung</b>
	$k_w =$	<b>1.00</b>

**Bảng 3.17 – Các thông số dẫn xuất**

<b>Thông số</b>	<b>Ký hiệu</b>	<b>Giá trị</b>	<b>Đơn vị</b>	<b>Ghi chú</b>
- Gia tốc nền quy đổi	$a_{gRo}$	<b>0.0846</b>		Bảng tra <b>Phụ lục I</b>
- Gia tốc nền	$a_{gR}$	<b>0.8299</b>	$m/s^2$	$a_{gR} = a_{gRo} \cdot g$
- Gia tốc nền thiết kế	$a_g$	<b>0.8299</b>	$m/s^2$	$a_g = a_{gR} \cdot g_1$
- Thông số xác định phổ	S	<b>1.15</b>		Bảng 3.2
	$T_B$	<b>0.2</b>	s	Bảng 3.2
	$T_C$	<b>0.6</b>	s	Bảng 3.2
	$T_D$	<b>2</b>	s	Bảng 3.2
- Hệ số ứng xử	q	<b>3.9</b>		Theo mục 5.2.2.2
- Hệ số xác định cận dưới	b	<b>0.2</b>		Theo mục 3.2.2.5
- Hệ số điều chỉnh	l	<b>1</b>		Theo mục 4.3.3.2.2

**3.4.4. Tính toán động đất theo phương pháp tĩnh lực ngang tương đương****Bảng 3.18** – Giá trị lực động đất tác dụng lên các tầng theo phương X

Chu kỳ dao động, $T_{1x}$ (s)					<b>1.30</b>
Giá trị phổ phiệt kế, $S_d$ (m/s <sup>2</sup> )					<b>0.2824</b>
Tổng khối lượng, $m$ (kN)					<b>42059.2</b>
Lực cắt đáy, $F_{bx}$ (kN)					<b>11876.3</b>
<b>STT</b>	<b>Tầng</b>	<b><math>m_i</math> (kN)</b>	<b><math>s_i</math></b>	<b><math>m_i \cdot s_i</math></b>	<b><math>F_{Xi}</math> (kN)</b>
1	Mái	228.2	-0.0082	-1.8710	142.1
2	Tầng 14	2483.2	-0.0077	-19.1208	1452.1
3	Tầng 13	3055.8	-0.0071	-21.6965	1647.7
4	Tầng 12	3055.8	-0.0065	-19.8630	1508.4
5	Tầng 11	3055.8	-0.0059	-18.0295	1369.2
6	Tầng 10	3055.8	-0.0053	-16.1960	1230.0
7	Tầng 9	3055.8	-0.0046	-14.0569	1067.5
8	Tầng 8	3055.8	-0.0040	-12.2234	928.3
9	Tầng 7	3055.8	-0.0033	-10.0843	765.8
10	Tầng 6	3055.8	-0.0027	-8.2508	626.6
11	Tầng 5	3055.8	-0.0020	-6.1117	464.1
<b>STT</b>	<b>Tầng</b>	<b><math>m_i</math> (kN)</b>	<b><math>s_i</math></b>	<b><math>m_i \cdot s_i</math></b>	<b><math>F_{Xi}</math> (kN)</b>
12	Tầng 4	3055.8	-0.0015	-4.5838	348.1
13	Tầng 3	3055.8	-0.0009	-2.7503	208.9
14	Tầng 2	3097.0	-0.0005	-1.5485	117.6
15	Tầng trệt	2636.5	0.0000	0.0000	0.0
<b>SUM</b>		<b>42059.2</b>		<b>-156.3865</b>	<b>11876.3</b>

**Bảng 3.19** – Giá trị lực động đất tác dụng lên các tầng theo phương Y

Chu kỳ dao động, $T_{1y}$ (s)					<b>1.25</b>
Giá trị phổ phiệt kế, $S_d$ ( $m/s^2$ )					<b>0.2900</b>
Tổng khối lượng, $m$ (kN)					<b>42059.2</b>
Lực cắt đáy, $F_{by}$ (kN)					<b>12197.2</b>
<b>STT</b>	<b>Tầng</b>	<b><math>m_i</math> (kN)</b>	<b><math>s_i</math></b>	<b><math>m_i \cdot s_i</math></b>	<b><math>F_{Yi}</math> (kN)</b>
1	Tầng 1	228.2	-0.0089	-2.0307	154.9
2	Tầng 2	2483.2	-0.0082	-20.3624	1553.4
3	Tầng 3	3055.8	-0.0075	-22.9189	1748.4
4	Tầng 4	3055.8	-0.0068	-20.7798	1585.2
5	Tầng 5	3055.8	-0.0061	-18.6407	1422.0
6	Tầng 6	3055.8	-0.0054	-16.5016	1258.9
7	Tầng 7	3055.8	-0.0046	-14.0569	1072.4
8	Tầng 8	3055.8	-0.0039	-11.9178	909.2
9	Tầng 9	3055.8	-0.0032	-9.7787	746.0
10	Tầng 10	3055.8	-0.0026	-7.9452	606.1
11	Tầng 11	3055.8	-0.0020	-6.1117	466.2
12	Tầng 12	3055.8	-0.0014	-4.2782	326.4
13	Tầng 13	3055.8	-0.0009	-2.7503	209.8
14	Tầng 14	3097.0	-0.0005	-1.5485	118.1
15	Tầng 15	2636.5	-0.0001	-0.2636	20.1
<b>SUM</b>		<b>42059.2</b>		<b>-159.8849</b>	<b>12197.2</b>

**3.4.5. Tính toán động đất theo phương pháp phổ phản ứng**

**3.4.5.1. Phổ thiết kế theo phương ngang**

1. Kết quả tính toán bằng Excel

**Bảng 3.20** – Bảng thống kê các dao động cần xét theo phương X và Y

Theo phương X				Theo phương Y			
Dạng	Chu kỳ	Phần trăm khối lượng hữu hiệu	Tổng phần trăm khối lượng hữu hiệu	Dạng	Chu kỳ	Phần trăm khối lượng hữu hiệu	Tổng phần trăm khối lượng hữu hiệu
1 (mode 2)	1.30	64.7	69.1	1 (mode3)	1.25	67.12	67.1
2 (mode 5)	0.33	16.0	85.2	2 (mode 6)	0.28	18.97	86.1
3 (mode 9)	0.15	4.7	90.0	4 (mode 11)	0.13	4.97	91.1

**Bảng 3.21** – Giá trị động đất theo phương X dạng dao động 1 (Mode 2)

Chu kỳ dao động, T (s)	<b>1.30</b>
Giá trị phổ thiết kế, S <sub>d</sub> (m/s <sup>2</sup> )	<b>0.2824</b>

STT	Tầng	m <sub>k</sub> (kN)	F <sub>j</sub>	m <sub>k</sub> .F <sub>kj</sub>	m <sub>k</sub> .F <sub>kj</sub> <sup>2</sup>	F <sub>Xi</sub> (kN)
1	Mái	228.2	-0.0082	-1.8710	0.0153	64.5
2	Tầng 14	2483.2	-0.0077	-19.1208	0.1472	658.7
3	Tầng 13	3055.8	-0.0071	-21.6965	0.1540	747.4
4	Tầng 12	3055.8	-0.0065	-19.8630	0.1291	684.2
5	Tầng 11	3055.8	-0.0059	-18.0295	0.1064	621.1
6	Tầng 10	3055.8	-0.0053	-16.1960	0.0858	557.9
7	Tầng 9	3055.8	-0.0046	-14.0569	0.0647	484.2
8	Tầng 8	3055.8	-0.0040	-12.2234	0.0489	421.1
9	Tầng 7	3055.8	-0.0033	-10.0843	0.0333	347.4
10	Tầng 6	3055.8	-0.0027	-8.2508	0.0223	284.2
11	Tầng 5	3055.8	-0.0020	-6.1117	0.0122	210.5

STT	Tầng	$m_k$ (kN)	$F_j$	$m_k \cdot F_{kj}$	$m_k \cdot F_{kj}^2$	$F_{Xi}$ (kN)
12	Tầng 4	3055.8	-0.0015	-4.5838	0.0069	157.9
13	Tầng 3	3055.8	-0.0009	-2.7503	0.0025	94.7
14	Tầng 2	3097.0	-0.0005	-1.5485	0.0008	53.3
15	Tầng trệt	2636.5	0.0000	0.0000	0.0000	0.0
<b>SUM</b>		<b>42059.2</b>		<b>-156.3865</b>	<b>0.8294</b>	<b>5387.2</b>

**Bảng 3.22** – Giá trị động đất theo phương X dạng dao động 1 (Mode 5)

Chu kỳ dao động, T (s)						<b>0.33</b>
Giá trị phổ phiệt kế, $S_d$ (m/s <sup>2</sup> )						<b>0.6118</b>
STT	Tầng	$m_k$ (kN)	$F_j$	$m_k \cdot F_{kj}$	$m_k \cdot F_{kj}^2$	$F_{Xi}$ (kN)
1	Mái	228.2	0.0093	2.1220	0.0197	-10.2
2	Tầng 14	2483.2	0.0072	17.8792	0.1287	-85.7
3	Tầng 13	3055.8	0.0051	15.5848	0.0795	-74.7
4	Tầng 12	3055.8	0.0027	8.2508	0.0223	-39.5
5	Tầng 11	3055.8	0.0004	1.2223	0.0005	-5.9
6	Tầng 10	3055.8	-0.0019	-5.8061	0.0110	27.8
7	Tầng 9	3055.8	-0.0038	-11.6122	0.0441	55.6
8	Tầng 8	3055.8	-0.0052	-15.8904	0.0826	76.1
9	Tầng 7	3055.8	-0.0061	-18.6407	0.1137	89.3
10	Tầng 6	3055.8	-0.0064	-19.5574	0.1252	93.7
11	Tầng 5	3055.8	-0.0060	-18.3351	0.1100	87.9
12	Tầng 4	3055.8	-0.0051	-15.5848	0.0795	74.7
13	Tầng 3	3055.8	-0.0038	-11.6122	0.0441	55.6
14	Tầng 2	3097.0	-0.0023	-7.1230	0.0164	34.1
15	Tầng trệt	2636.5	-0.0002	-0.5273	0.0001	2.5
<b>SUM</b>		<b>42059.2</b>		<b>-79.6302</b>	<b>0.8775</b>	<b>381.5</b>

**Bảng 3.23** – Giá trị động đất theo phương X dạng dao động 1 (Mode 9)

Chu kỳ dao động, T (s)					<b>0.15</b>	
Giá trị phổ phiệt kế, S <sub>a</sub> (m/s <sup>2</sup> )					<b>0.6179</b>	
STT	Tầng	m <sub>k</sub> (kN)	F <sub>j</sub>	m <sub>k</sub> .F <sub>kj</sub>	m <sub>k</sub> .F <sub>kj</sub> <sup>2</sup>	F <sub>Xi</sub> (kN)
1	Mái	228.2	-0.0094	-2.1448	0.0202	2.9
2	Tầng 14	2483.2	-0.0064	-15.8926	0.1017	21.6
3	Tầng 13	3055.8	-0.0029	-8.8620	0.0257	12.1
4	Tầng 12	3055.8	0.0009	2.7503	0.0025	-3.7
5	Tầng 11	3055.8	0.0040	12.2234	0.0489	-16.6
6	Tầng 10	3055.8	0.0058	17.7239	0.1028	-24.1
7	Tầng 9	3055.8	0.0057	17.4183	0.0993	-23.7
8	Tầng 8	3055.8	0.0039	11.9178	0.0465	-16.2
9	Tầng 7	3055.8	0.0009	2.7503	0.0025	-3.7
10	Tầng 6	3055.8	-0.0025	-7.6396	0.0191	10.4
11	Tầng 5	3055.8	-0.0053	-16.1960	0.0858	22.0
12	Tầng 4	3055.8	-0.0067	-20.4742	0.1372	27.8
13	Tầng 3	3055.8	-0.0064	-19.5574	0.1252	26.6
14	Tầng 2	3097.0	-0.0045	-13.9364	0.0627	19.0
15	Tầng trệt	2636.5	-0.0005	-1.3182	0.0007	1.8
<b>SUM</b>		<b>42059.2</b>		<b>-41.2372</b>	<b>0.8806</b>	<b>56.1</b>

**Bảng 3.24** – Giá trị động đất theo phương Y dạng dao động 1 (Mode 3)

Chu kỳ dao động, T (s)					<b>1.25</b>	
Giá trị phổ phiệt kế, S <sub>a</sub> (m/s <sup>2</sup> )					<b>0.2937</b>	
STT	Tầng	m <sub>k</sub> (kN)	F <sub>j</sub>	m <sub>k</sub> .F <sub>kj</sub>	m <sub>k</sub> .F <sub>kj</sub> <sup>2</sup>	F <sub>Xi</sub> (kN)
1	Tầng 1	228.2	-0.0089	-2.0307	0.0181	72.3
2	Tầng 2	2483.2	-0.0082	-20.3624	0.1670	724.6
3	Tầng 3	3055.8	-0.0075	-22.9189	0.1719	815.6
4	Tầng 4	3055.8	-0.0068	-20.7798	0.1413	739.4
5	Tầng 5	3055.8	-0.0061	-18.6407	0.1137	663.3
6	Tầng 6	3055.8	-0.0054	-16.5016	0.0891	587.2
7	Tầng 7	3055.8	-0.0046	-14.0569	0.0647	500.2

STT	Tầng	$m_k$ (kN)	$F_j$	$m_k.F_{kj}$	$m_k.F_{kj}^2$	$F_{Xi}$ (kN)
8	Tầng 8	3055.8	-0.0039	-11.9178	0.0465	424.1
9	Tầng 9	3055.8	-0.0032	-9.7787	0.0313	348.0
10	Tầng 10	3055.8	-0.0026	-7.9452	0.0207	282.7
11	Tầng 11	3055.8	-0.0020	-6.1117	0.0122	217.5
12	Tầng 12	3055.8	-0.0014	-4.2782	0.0060	152.2
13	Tầng 13	3055.8	-0.0009	-2.7503	0.0025	97.9
14	Tầng 14	3097.0	-0.0005	-1.5485	0.0008	55.1
15	Tầng 15	2636.5	-0.0001	-0.2636	0.0000	9.4
<b>SUM</b>		<b>42059.2</b>		<b>-159.8849</b>	<b>0.8856</b>	<b>5689.4</b>

**Bảng 3.25** – Giá trị động đất theo phương Y dạng dao động 1 (Mode 6)

Chu kỳ dao động, T (s)						<b>0.28</b>
Giá trị phổ phiệt kế, $S_d$ (m/s <sup>2</sup> )						<b>0.6118</b>
STT	Tầng	$m_k$ (kN)	$F_j$	$m_k.F_{kj}$	$m_k.F_{kj}^2$	$F_{Xi}$ (kN)
1	Tầng 1	228.2	-0.0091	-2.0764	0.0189	-23.5
2	Tầng 2	2483.2	-0.0071	-17.6308	0.1252	-199.4
3	Tầng 3	3055.8	-0.0048	-14.6681	0.0704	-165.9
4	Tầng 4	3055.8	-0.0025	-7.6396	0.0191	-86.4
5	Tầng 5	3055.8	-0.0001	-0.3056	0.0000	-3.5
6	Tầng 6	3055.8	0.0021	6.4173	0.0135	72.6
7	Tầng 7	3055.8	0.0039	11.9178	0.0465	134.8
8	Tầng 8	3055.8	0.0053	16.1960	0.0858	183.1
9	Tầng 9	3055.8	0.0062	18.9463	0.1175	214.2
10	Tầng 10	3055.8	0.0064	19.5574	0.1252	221.1
11	Tầng 11	3055.8	0.0061	18.6407	0.1137	210.8
12	Tầng 12	3055.8	0.0052	15.8904	0.0826	179.7
13	Tầng 13	3055.8	0.0040	12.2234	0.0489	138.2
14	Tầng 14	3097.0	0.0026	8.0521	0.0209	91.0
15	Tầng 15	2636.5	0.0004	1.0546	0.0004	11.9
<b>SUM</b>		<b>42059.2</b>		<b>86.5755</b>	<b>0.8886</b>	<b>978.9</b>



**Bảng 3.26** – Giá trị động đất theo phương Y dạng dao động 1 (Mode 11)

Chu kỳ dao động, T (s)					<b>0.13</b>	
Giá trị phổ phiệt kế, S <sub>a</sub> (m/s <sup>2</sup> )					<b>0.6204</b>	
STT	Tầng	m <sub>k</sub> (kN)	F <sub>j</sub>	m <sub>k</sub> .F <sub>kj</sub>	m <sub>k</sub> .F <sub>kj</sub> <sup>2</sup>	F <sub>Xi</sub> (kN)
1	Tầng 1	228.2	0.0086	1.9623	0.0169	2.8
2	Tầng 2	2483.2	0.0063	15.6443	0.0986	22.6
3	Tầng 3	3055.8	0.0029	8.8620	0.0257	12.8
4	Tầng 4	3055.8	-0.0008	-2.4447	0.0020	-3.5
5	Tầng 5	3055.8	-0.0039	-11.9178	0.0465	-17.2
6	Tầng 6	3055.8	-0.0057	-17.4183	0.0993	-25.2
7	Tầng 7	3055.8	-0.0057	-17.4183	0.0993	-25.2
8	Tầng 8	3055.8	-0.0041	-12.5290	0.0514	-18.1
9	Tầng 9	3055.8	-0.0012	-3.6670	0.0044	-5.3
10	Tầng 10	3055.8	0.0021	6.4173	0.0135	9.3
11	Tầng 11	3055.8	0.0050	15.2792	0.0764	22.1
12	Tầng 12	3055.8	0.0067	20.4742	0.1372	29.6
13	Tầng 13	3055.8	0.0067	20.4742	0.1372	29.6
14	Tầng 14	3097.0	0.0052	16.1042	0.0837	23.3
15	Tầng 15	2636.5	0.0008	2.1092	0.0017	3.1
<b>SUM</b>		<b>42059.2</b>		<b>41.9317</b>	<b>0.8936</b>	<b>60.7</b>

2. *Tính toán với sự trợ giúp của chương trình máy tính*

Phần mềm Etabs có thể hỗ trợ người dùng khai báo và tính toán tải trọng động đất theo phương pháp phổ phản ứng. Như vậy, để nhanh chóng và chính xác, sinh viên nhập tải động đất thông qua khai báo phổ phản ứng và tính toán với sự trợ giúp của phần mềm Etabs. (Xem Phụ lục 1 – Phụ lục thuyết minh)

**3.4.5.2. Phổ thiết kế theo phương đứng**

Theo TCXD 375:2006, thành phần thẳng đứng của tải trọng động đất chỉ cần kiểm tra khi  $a_{vg} > 2.5m/s^2$ . Công trình được xây dựng ở quận 7 – TP.HCM với  $a_{vg} = 0.9 \times 0.8299 = 0.7469 m/s^2 < 2.5m/s^2$  nên không cần xét đến thành phần đứng của tải động đất. Do đó, không cần xây dựng phổ phản ứng theo phương đứng.

**3.4.6. So sánh kết quả giữa 2 phương pháp**

**Bảng 3.27** – So sánh giá trị tải động đất giữa 2 phương pháp

Phương tác động	Lực cắt đáy (kN)			Chênh lệch (%)
	Tính lực ngang tương đương	So sánh	Phổ phản ứng (SRSS)	
Phương X	11876.30	>	5400.94	54.52
Phương Y	12197.16	>	5773.32	52.67

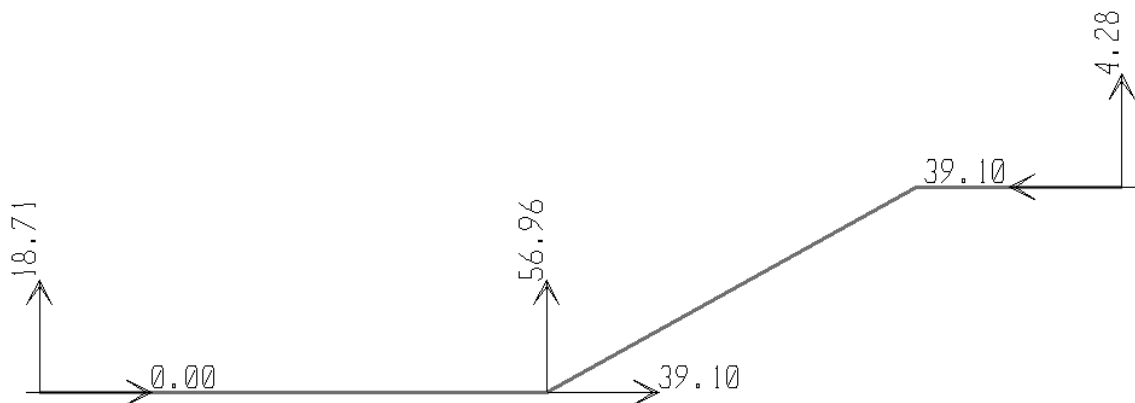
**Nhận xét:**

Lực cắt đáy khi tính toán theo phương pháp tính lực ngang tương đương lớn hơn 50% khi tính theo phương pháp phổ phản ứng (theo cả 2 phương). Nguyên nhân trực tiếp của sự chênh lệch này là ở khối lượng hữu hiệu tham gia dao động. Phương pháp tính lực ngang tính toán trên 100% khối lượng tham gia giao động, còn phương pháp phổ phản ứng tính toán trên khối lượng hữu hiệu thực tế tham gia dao động (<<100%). Như phân tích ở trên, đương nhiên phương pháp phổ phản ứng chính xác hơn nhiều vì kể đến đầy đủ hơn các dạng dao động và khối lượng hữu hiệu tham gia dao động. Tuy nhiên, ưu điểm lớn nhất của phương pháp tính lực ngang tương đương là có thể tính tay hoàn toàn mà không cần sự trợ giúp của máy tính. Do đó, theo sinh viên không thể phủ nhận phương pháp nào, tùy vào điều kiện thiết kế mà vận dụng và điều chỉnh cho phù hợp.

Với công trình chung cư cao cấp LIBERTY, để nhanh chóng và chính xác trong thiết kế kháng chấn, sinh viên áp dụng phương pháp phổ phản ứng dao động và tính toán với sự trợ giúp của chương trình máy tính.

**3.5. TẢI TRỌNG KẾT CẤU PHỤ**

**3.5.1. Tải trọng cầu thang**



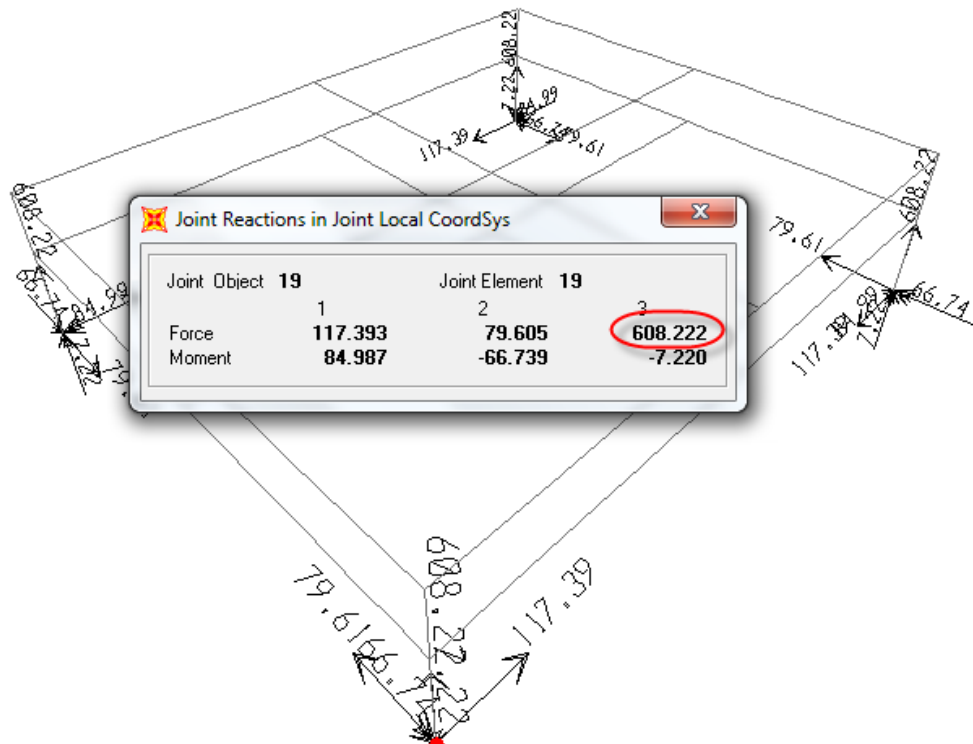
**Hình 3.9** – Phản lực cầu thang

Vì cầu thang là cấu kiện được thi công sau khi thi công sàn và vách nên không mô hình vào trong Etabs. Như vậy, để kể đến tải trọng cầu thang tác dụng lên hệ khung công trình ta lấy phản lực đứng tại vị trí cầu thang liên kết với dầm và vách để nhập vào dầm chiếu tới và vách trong mô hình Etabs. Phản lực này là kết quả kế thừa khi thiết kế cầu thang bộ nên có thể nhập gần đúng bằng cách nhập vào trường hợp tĩnh tải trong mô hình Etabs. Phản lực ngang truyền vào hệ sàn, có chiều hướng không gây bất lợi cho công trình nên có thể bỏ qua.

### 3.5.2. Tải trọng bể nước mái

Bể nước mái không được mô hình vào Etabs vì 2 lí do: thứ nhất, trong Etabs không nhập được tải nước; thứ hai, khi gán sàn tuyệt đối cứng (Diaphragm) cho tầng đứng sẽ bị lỗi. Như vậy, để kể đến tải của bể nước mái vào mô hình, ta lấy phản lực đứng chân cột khi đã thiết kế bể nước mái bằng mô hình 3D (thiên về an toàn lấy tổ hợp BAO) nhập vào trường hợp tĩnh tải của mô hình Etabs.

Thành phần phản lực ngang và moment theo xu hướng triệt tiêu nhau và không gây bất lợi cho công trình nên có thể bỏ qua.



Hình 3.10 – Phản lực chân cột bể nước mái

### 3.5.3. Tải trọng thang máy

Thang máy được chọn để bố trí và thiết kế cho công trình được lấy từ Catalogue của nhà sản xuất.

**Bảng 3.28** – Thông số thang máy

Tốc độ (m/min)	Kiểu	Tải trọng (kG)	Chiều rộng cửa tầng LL (mm)	K.thước cabin BB x DD (mm x mm)	K.thước giếng thang WW x Wd (mm x mm)
90 & 105	P17 - CO90 (105)	1150	1000	1300 x 2100	2350 x 2550
	P15 - CO120	1000		1200 x 2100	2300 x 2600

Tải trọng thang máy được kê đến gần đúng bằng cách nhập tải phân bố đều vào sàn mái:

$$q = \frac{G \times k}{A} = \frac{(1000 + 500) \times 2}{8.5 \times 6.8} = 0.52 \text{ kN / m}^2$$

**Trong đó:**

P: giá trị tải thang máy kê vào mô hình

G: TLBT thang máy + sức tải thang máy; k: hệ số động,  $k = 1.5 \div 2$

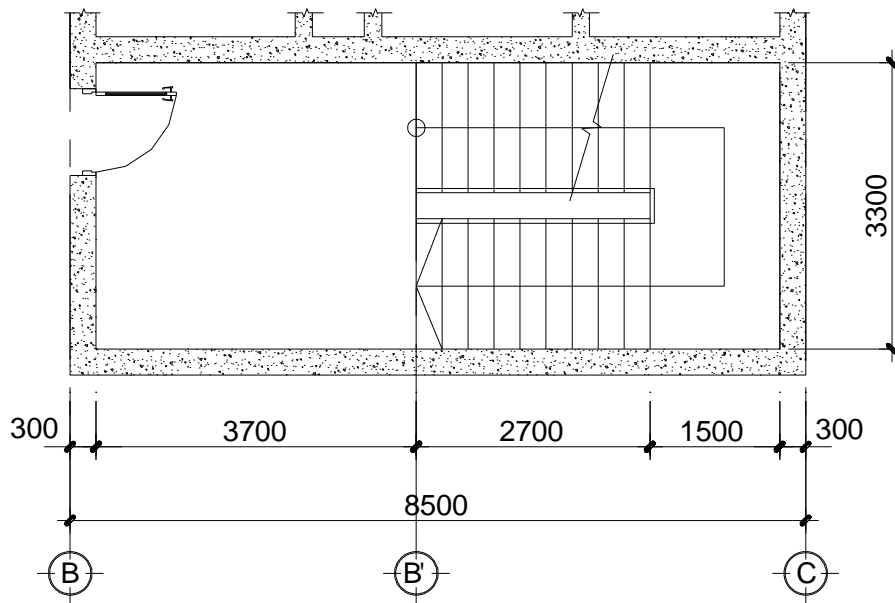
## CHƯƠNG 4: THIẾT KẾ CẦU THANG BỘ

### 4.1. KIẾN TRÚC

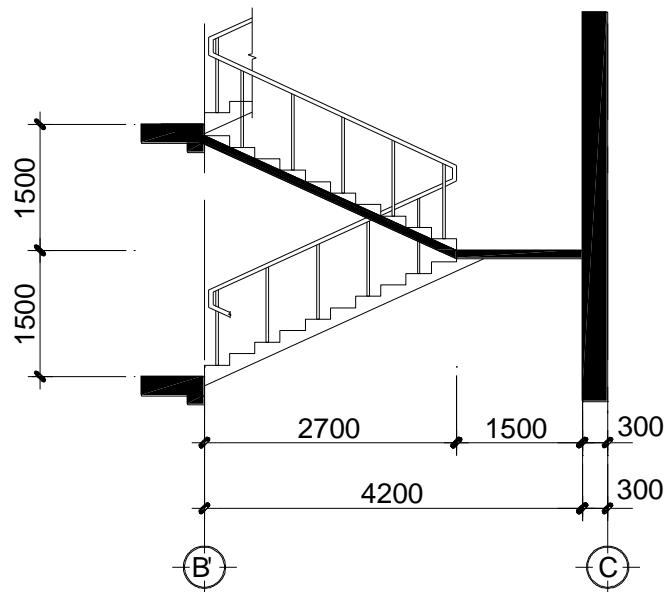
Vì công trình có kích thước lớn, không gian rộng nên lưu lượng người đi lại lớn. Do đó cầu thang bộ phải được thiết kế sao cho đảm bảo việc lưu thông.

Nhiệm vụ thiết kế: cầu thang bộ tầng 2 đến tầng 14, nằm giữa trục B-C

Kiến trúc và cấu tạo được thể hiện trong hình vẽ dưới đây:



Hình 4.1 – Mặt bằng cầu thang



Hình 4.2 – Mặt cắt cầu thang

## 4.2. SỐ LIỆU TÍNH TOÁN

### 4.2.1. Sơ bộ kích thước

Cầu thang tầng 2 đến tầng 14 là cầu thang 2 vế, dạng bản

#### 4.2.1.1. Bậc thang

- Số bậc: gồm 20 bậc, mỗi vế 10 bậc thang
- Kích thước bậc:

$$h_b = \frac{h_t}{n_b} = \frac{3000}{20} = 150 \text{ (mm)}$$

Chọn  $h_b = 150 \text{ mm}$ ,  $l_b = 300 \text{ (mm)}$

#### 4.2.1.2. Bản thang

- Góc nghiêng của cầu thang:

$$\tan \alpha = \frac{h_b}{l_b} = \frac{150}{300} = 0.5 \rightarrow \alpha = 27^\circ$$

- Chiều dày bản thang:

$$h_b = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{35}\right) l_o = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{35}\right) \times 4200 = 140 \div 120 \text{ mm}$$

( $l_o = 4.2\text{m}$ : nhịp tính toán của bản thang)

Chọn  $h_b = 120 \text{ mm}$ .

#### 4.2.1.3. Dầm thang

$$h_d = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{13}\right) l = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{13}\right) \times 3600 = 360 \div 276.93$$

$$b_d = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{4}\right) h_d = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{4}\right) \times 300 = 150 \div 75$$

Chọn kích thước dầm thang:  $b_d \times h_d = 200 \times 300 \text{ (mm)}$

### 4.2.2. Vật liệu

Bê tông cấp độ bền B30:  $R_b = 17 \text{ MPa}$ ;  $R_{bt} = 1.2 \text{ MPa}$ ;  $E_b = 3.25 \times 10^4 \text{ MPa}$ .

Thép AIII ( $\phi \geq 16$ ):  $R_s = R_{sc} = 365 \text{ MPa}$ ;  $R_{sw} = 280 \text{ MPa}$ ;  $E_s = 20 \times 10^4 \text{ MPa}$ .

Thép AII ( $10 \leq \phi < 16$ ):  $R_s = R_{sc} = 280 \text{ MPa}$ ;  $R_{sw} = 225 \text{ MPa}$ ;  $E_s = 21 \times 10^4 \text{ MPa}$ .

Thép AI ( $\phi < 10$ ):  $R_s = R_{sc} = 225 \text{ MPa}$ ;  $R_{sw} = 175 \text{ MPa}$ ;  $E_s = 21 \times 10^4 \text{ MPa}$

### 4.2.3. Tải trọng

#### 4.2.3.1. Cách xác định tải trọng

Cắt dài bản 1m để tính toán

- **Tĩnh tải:**

Gồm trọng lượng bản thân các lớp cấu tạo.

Tĩnh tải được xác định theo công thức sau:  $g = \sum_1^n \gamma_i \delta_{tdi} n_i$

*Trong đó:*

$\gamma_i$  : khối lượng của lớp thứ i;

$\delta_{tdi}$  : chiều dày tương đương của lớp thứ i theo phương bản nghiêng;

$n_i$  : hệ số tin cậy lớp thứ i.

*Chiều dày tương đương của bậc thang được xác định theo công thức sau:*

$$\delta_{td} = \frac{(l_b + h_b) \delta_i \cos \alpha}{l_b} - [\text{Kết Cấu Bê Tông Cốt Thép 3 – thầy Võ Bá Tâm}]$$

*Trong đó:*

$l_b$ : Chiều dài bậc thang;

$h_b$ : Chiều cao bậc thang;

$\delta_i$ : chiều dày tương đương của lớp thứ i ;

$\alpha$  : Góc nghiêng của thang.

- **Hoạt tải:**

Tra bảng TCVN 2737-1995.  $p = p^c n_p$

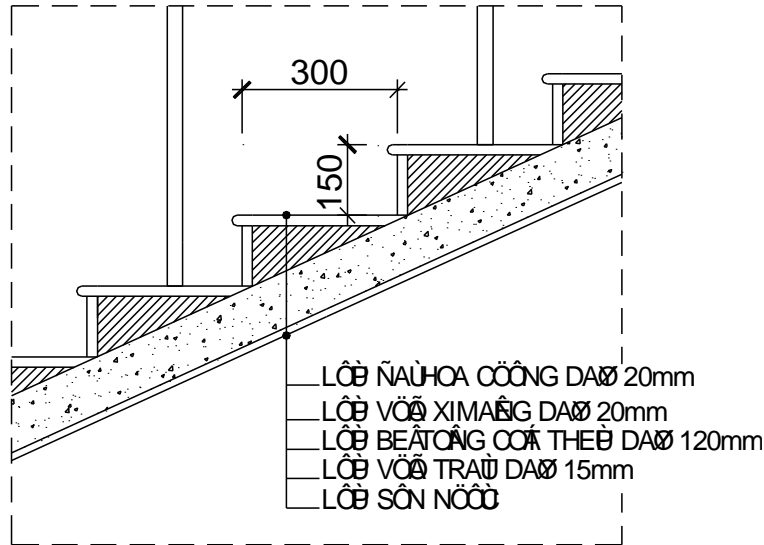
*Trong đó:*

$p^c$  : hoạt tải tiêu chuẩn được tra bảng TCVN 2737-1995

$n_p$  : hệ số tin cậy được tra bảng TCVN 2737-1995

4.2.3.2. Tải trọng tác dụng lên bản nghiêng

Cấu tạo bản thang:



Hình 4.3 – Cấu tạo bản thang

• **Tính tải:**

Chiều dày tương đương của các lớp cấu tạo bậc thang theo phương bản xiên:

$$\delta_{tdi} = \frac{(l_b + h_b) \delta_i \cos \alpha}{l_b} \text{ với } \cos \alpha = \frac{300}{\sqrt{150^2 + 300^2}} = 0.894$$

$$\text{Lớp đá hoa cương: } \delta_{td1} = \frac{(0.30 + 0.15) \times 0.02 \times 0.894}{0.30} = 0.027\text{m}$$

$$\text{Lớp vữa lót: } \delta_{td2} = \frac{(0.30 + 0.15) \times 0.02 \times 0.894}{0.30} = 0.027\text{m}$$

$$\text{Lớp bậc thang: } \delta_{td3} = \frac{h_b \cos \alpha}{2} = \frac{0.15 \times 0.894}{2} = 0.06\text{m}$$

Bảng 4.1 – Tải các lớp cấu tạo bản thang

Lớp cấu tạo	Trọng lượng riêng (kN/m <sup>3</sup> )	Chiều dày thực tế (m)	Chiều dày tương đương (m)	Hệ số vượt tải n	Tĩnh tải tính toán (kN/m <sup>2</sup> )
Đá hoa cương	24	0.02	0.027	1.20	0.78
Lớp vữa lót	18	0.02	0.027	1.30	0.63
Bậc thang	18	0.15	0.06	1.20	1.3
Bản BTCT	25	-	0.12	1.10	3.3
Vữa trát	18	-	0.015	1.30	0.47
Tổng cộng					<b>6.48</b>



Tĩnh tải do tay vịn cầu thang bằng sắt + gỗ: 0.3 kN/m

• **Hoạt tải:**

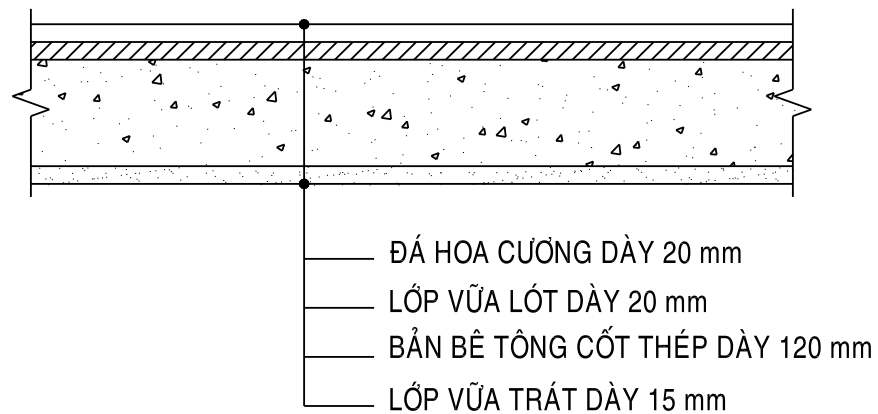
$$p^{tt} = p^{tc} \times \cos \alpha \times n = 300 \times 0.894 \times 1.2 = 326.16(\text{daN} / \text{m}^2) = 3.26(\text{kN} / \text{m}^2)$$

• **Tổng tải:** tải tính toán trên 1m bản

$$q_1 = g^{tt} + p^{tt} = 6.48 + 0.3 + 3.26 = 10.04 (\text{kN/m})$$

**4.2.3.3. Tải trọng tác dụng lên bản chiếu nghỉ**

• **Cấu tạo bản chiếu nghỉ:**



**Hình 4.4** – Cấu tạo bản chiếu nghỉ

**Bảng 4.2** – Tải trọng tác dụng lên chiếu nghỉ

Tải trọng	Vật liệu	Chiều dày (mm)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	HSVT n	Tải tính toán (kN/m <sup>2</sup> )
Tĩnh tải	Đá hoa cương	20	24	1.2	0.58
	Vữa xi măng	20	18	1.3	0.47
	Lớp bê tông cốt thép	120	25	1.1	3.30
	Vữa trát	15	18	1.3	0.47
Hoạt tải	Cầu thang	300		1.2	3.60
Tổng cộng					8.42

• Tải tính toán trên 1m bản:  $q_2 = 8.42 (\text{kN/m}^2)$

**4.2.3.4. Tải trọng tác dụng lên bản chiếu tới**

Tải trọng tác dụng lên bản chiếu tới bằng tổng tĩnh tải và hoạt tải lên sàn điển hình

$$q_3 = 25 \times 0.12 \times 1.1 + 2.01 + 3.6 = 8.91 \text{ kN} / \text{m}^2$$

### 4.3. TÍNH TOÁN BẢN THANG

#### 4.3.1. Sơ đồ tính

Cắt một dầm có bề rộng  $b=1\text{m}$  để tính.

Xét tỷ số  $h_d/h_s$ :

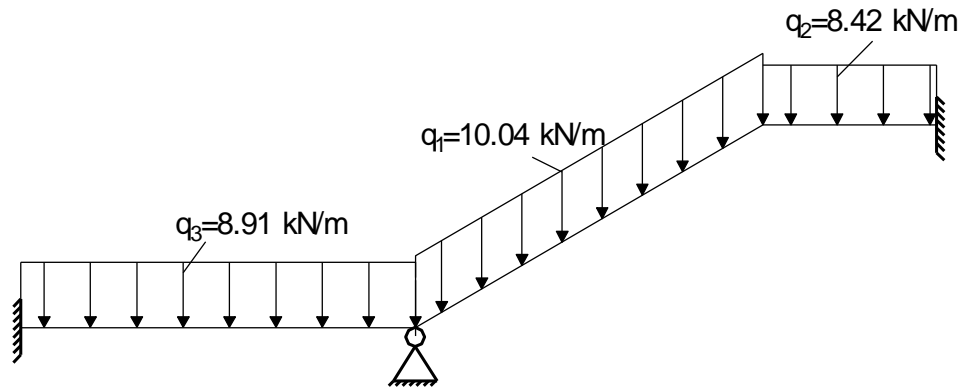
- Nếu  $h_d/h_s < 3$  thì liên kết giữa bản thang với dầm chiếu nghỉ được xem là khớp;
- Nếu  $h_d/h_s \geq 3$  thì liên kết giữa bản thang với dầm chiếu nghỉ được xem là ngàm;

Trên đây là quan niệm tính trong một số sách giáo trình tham khảo. Tuy nhiên trên thực tế tính toán cầu thang có một số bất cập trong sơ đồ tính toán như sau:

- + Trong kết cấu bê tông toàn khối thì không có liên kết nào hoàn toàn là ngàm tuyệt đối và liên kết khớp tuyệt đối. Liên kết giữa bản thang với dầm chiếu nghỉ là liên kết bán trung gian giữa liên kết ngàm và khớp; nó phụ thuộc vào độ cứng tương quan giữa bản thang và dầm chiếu nghỉ, nếu  $h_d/h_s < 3$  thì gần là liên kết khớp và ngược lại. Do đó:
  - + Trong trường hợp nếu liên kết giữa bản thang với dầm chiếu nghỉ được xem là ngàm thì dẫn đến thiếu thép bụng và dư thép gối  $\rightarrow$  kết cấu bị phá hoại do thiếu thép tại bụng bản thang.
  - + Trong trường hợp nếu liên kết giữa bản thang với dầm chiếu nghỉ được xem là khớp thì dẫn đến thiếu thép gối và dư thép bụng  $\rightarrow$  kết cấu không bị phá hoại mà chỉ gây nứt tại gối (do thiếu thép gối) và trở dần về sơ đồ khớp. Tuy nhiên trong thực tế thì nếu cầu thang bị nứt tại gối thì dẫn đến các lớp gạch lát sẽ bong nên không cho phép nứt cầu thang trong thiết kế.
  - + Trong kết cấu nhà nhiều tầng thì cột và dầm được thi công từng tầng, bản thang là kết cấu độc lập được thi công sau cùng. Chính vì vậy, rất khó đảm bảo độ ngàm cứng của bản thang và dầm thang (việc này rất hay xảy ra trong quá trình thi công ngoài công trường).

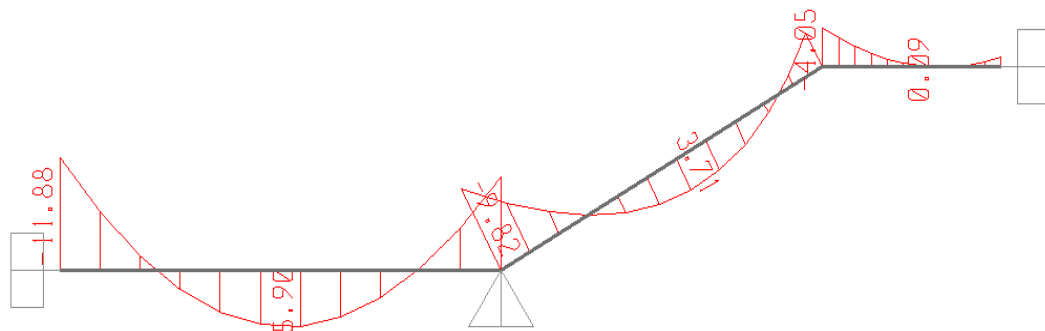
Vì cầu thang được thi công sau khi thi công sàn tầng và thi công vách, vì vậy sơ đồ tính phải xét đến toàn bộ bản thang nằm trong vách. Thêm vào đó phải đảm bảo khả năng sử dụng trong trường hợp thang chịu tải bất lợi nhất khi có sự cố. **Do đó, sinh viên chọn sơ đồ 2 đầu ngàm để tính toán và bố trí thép về an toàn cho nhịp.**

- Tại vị trí dầm chiếu tới: Xét tỉ số  $\frac{h_d}{h_b} = \frac{300}{120} = 2.5 < 3 \rightarrow$  chọn liên kết khớp
- Tại vị trí liên kết gối  $\rightarrow$  chọn 2 đầu ngàm



Hình 4.5 – Sơ đồ tính cầu thang

### 4.3.2. Nội lực cầu thang



Hình 4.6 – Nội lực cầu thang

### 4.3.3. Tính thép

#### 4.3.3.1. Tính thép bản chiếu tới

Chọn  $a = 20\text{mm} \rightarrow h_o = h - a = 120 - 20 = 100\text{mm}$

$\mu_{\min} = 0.05\%$ ;  $\mu_{\max} = 3.50\%$

Thép cấu tạo theo phương ngang chọn  $\phi 6a250$

$$\alpha_m = \frac{M_n}{\gamma_b R_b b h_o^2} \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \quad A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_o}{\gamma_s R_s} \quad \mu = \frac{A_s}{b h_o} \times 100$$

**Bảng 4.3 – Kết quả tính thép**

Vị trí	Môment	ho	b	$\alpha_m$	$\xi$	As	Chọn thép		$\mu$
	(kN.m)	(mm)	(mm)			(mm <sup>2</sup> )	Φ	a (mm)	
Nhịp	5.90	100	1000	0.033	0.035	264	8	150	0.26
Gối	11.80	100	1000	0.07	0.07	425	10	180	0.43

**4.3.3.2. Tính thép cầu thang**

Chọn a = 20mm → h<sub>o</sub> = h – a = 120 – 20 = 100mm

$\mu_{\min} = 0.05\%$ ;  $\mu_{\max} = 3.50\%$

Thép cấu tạo theo phương ngang chọn  $\phi 6a250$

$$\alpha_m = \frac{M_n}{\gamma_b R_b b h_o^2} \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \quad A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_o}{\gamma_s R_s} \quad \mu = \frac{A_s}{b h_o} \times 100$$

**Bảng 4.4 – Kết quả tính thép**

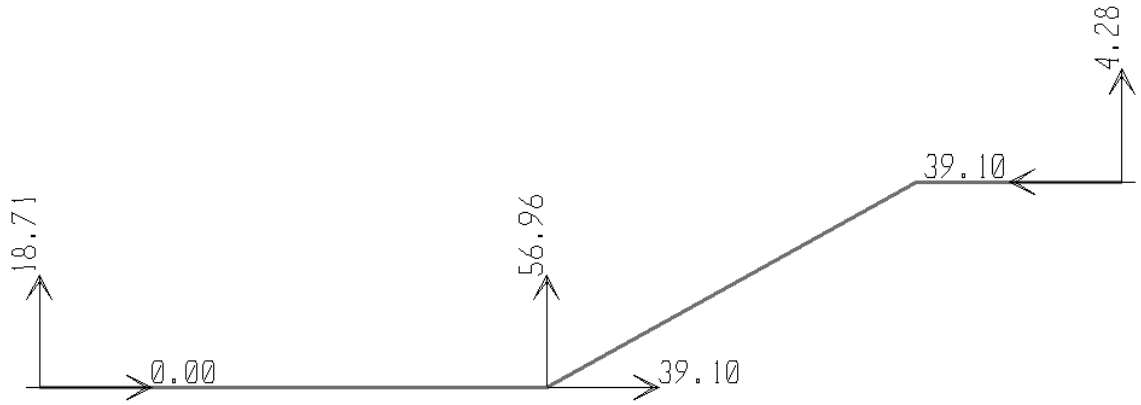
Vị trí	Môment	ho	b	$\alpha_m$	$\xi$	As	Chọn thép		$\mu$
	(kN.m)	(mm)	(mm)			(mm <sup>2</sup> )	Φ	a (mm)	
Nhịp	3.71	100	1000	0.02	0.02	151	8	150	0.15
Gối	9.82	100	1000	0.06	0.06	362	10	200	0.36
Đoạn gãy	4.05	100	1000	0.02	0.02	145	10	200	0.15

**4.4. TÍNH TOÁN DÀM THANG (DÀM CHIỀU TỐI)**

**4.4.1. Tải trọng**

Gồm tải trọng do bản thang truyền vào và tải trọng bản thân dầm thang.

- Tải do bản thang truyền vào:  $R_A = 56.96 \text{ kN} \rightarrow q_l = 56.96 \text{ kN/m}$



**Hình 4.7** – Cấu tạo bản chiếu nghỉ

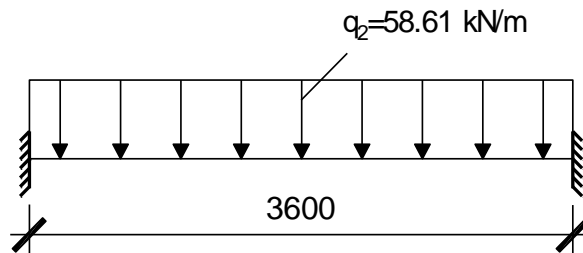
- Tải trọng bản thân dầm thang:

$$q_2 = 0.2 \times 0.3 \times 25 \times 1.1 = 1.65 \text{ kN/m}$$

$$\rightarrow \Sigma q = q_1 + q_2 = 56.96 + 1.65 = 58.61 \text{ kN/m}$$

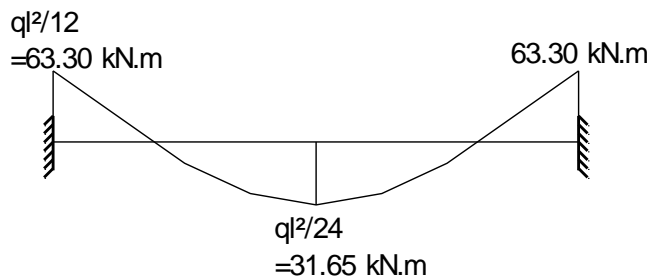
**4.4.2. Sơ đồ tính**

Dùng sơ đồ dầm liên kết 2 đầu ngàm. Nhịp tính toán  $L = 3.6\text{m}$



**Hình 4.8** – Sơ đồ tính dầm chiếu tới

**4.4.3. Nội lực**



**Hình 4.9** – Nội lực dầm chiếu tới

**4.4.4. Tính thép**

**4.4.4.1. Tính thép dọc**

Chọn a = 40mm → h<sub>o</sub> = h – a = 300 – 40 = 260mm

μ<sub>min</sub> = 0.05%; μ<sub>max</sub> = 2.70%

$$\alpha_m = \frac{M_n}{\gamma_b R_b b h_o^2} \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \quad A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_o}{\gamma_s R_s} \quad \mu = \frac{A_s}{b h_o} \times 100$$

**Bảng 4.5** – Kết quả tính thép

Vị trí	Môment (kN.m)	h <sub>o</sub> (mm)	b (mm)	α <sub>m</sub>	ξ	A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	Chọn thép		A <sub>s</sub>	μ
							n	Φ		
Nhịp	31.65	260	200	0.14	0.15	363	3	16	603	0.7
Gối	63.30	260	200	0.27	0.33	799	3	20	942	1.5

**4.4.4.2. Tính thép đai**

Đoạn đầu dầm (1/4L): Q<sub>max</sub> = 105 kN

Chọn đai 2 nhánh, Φ6

- Kiểm tra không chế ứng suất nén chính:

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o$$

**Trong đó:**

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha_s \cdot \mu_w$$

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_b}; \mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s}; \varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_s$$

β = 0.01: hệ số phụ thuộc loại bê tông

A<sub>sw</sub>: diện tích tiết diện ngang một lớp đai

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o = 0,3 \times 1,05 \times 0,855 \times 17 \times 200 \times 260 \times 10^{-3} = 238,08 \text{ kN}$$

$$Q_{max} = 105 \text{ kN} < Q = 238,08 \text{ kN}$$

⇒ Bê tông không bị phá hoại do ứng suất nén chính

- Kiểm tra khả năng chịu cắt của bê tông

$$Q_{max} = 105 \text{ kN} > 0,6 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o = 0,6 \times 1,2 \times 200 \times 260 \times 10^{-3} = 37,44 \text{ kN}$$

⇒ Bê tông không đủ khả năng chịu cắt

⇒ Vậy  $0,6.R_{bt}.b.h_0 \leq Q_{max} \leq 0,3.\varphi_{w1}.\varphi_{b1}.R_b.b.h_0 \rightarrow$  Phải thiết kế cốt đai

• *Tính toán bước đai*

$$s_{tt} = \frac{R_{sw}.n.\pi.d_{sw}^2.\varphi_{b2}.(1+\varphi_n).\gamma_b.R_{bt}.b.h_0^2}{Q^2}$$

$$\varphi_{b2} = 2$$

$$\rightarrow s_{tt} = \frac{175 \times 2 \times \pi \times 6^2 \times 2 \times 0.9 \times 1.2 \times 200 \times 260^2}{(105 \times 10^3)^2} = 105(\text{mm})$$

$$s_{ct} = \min\left(\frac{h}{2}, 150\right) = 150(\text{mm})$$

$$s_{max} = \frac{\varphi_{b4}R_{bt}.b.h_0^2}{Q} = \frac{1.5 \times 1.2 \times 200 \times 260^2}{105 \times 10^3} = 232(\text{mm})$$

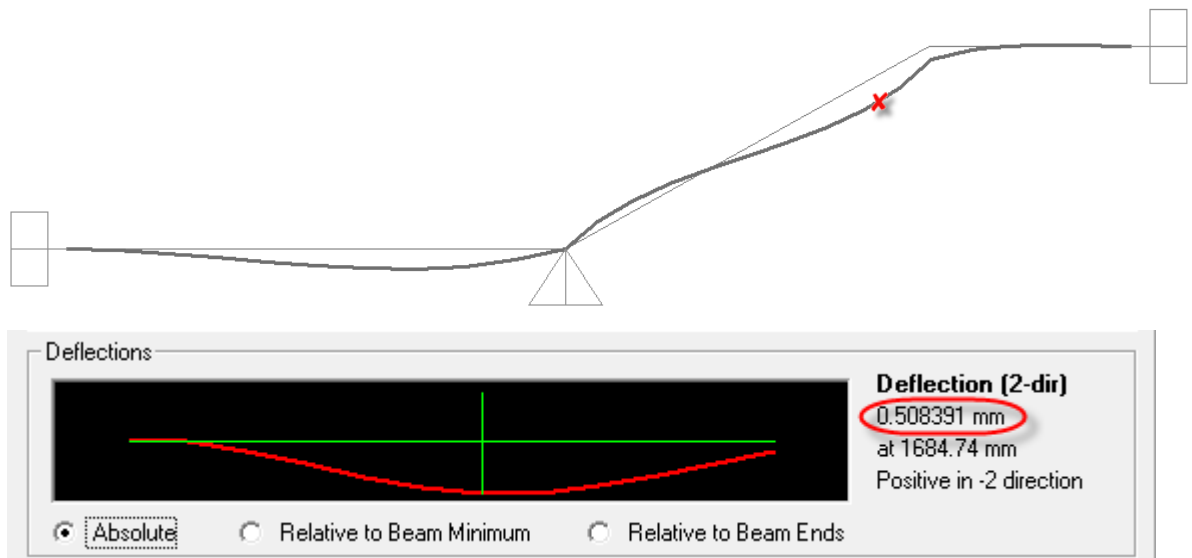
$$\Rightarrow s = \min(s_{tt}, s_{ct}, s_{max}) = \min(105, 150, 232) = 105(\text{mm})$$

Vậy chọn đai 2 nhánh,  $\Phi 6, s = 100(\text{mm})$

Đoạn giữa dầm (1/2L):

Đặt cầu tạo  $\Phi 6, s = 200(\text{mm})$

#### 4.5. KIỂM TRA ĐỘ VÔNG CẦU THANG



**Hình 4.10** – Độ võng đàn hồi của cầu thang

Độ võng của bản thang được xác định dựa vào mô hình SAP. Vì bản thang làm từ bê tông cốt thép là vật liệu đàn dẻo nên độ võng thực tế sẽ lớn hơn độ võng trong mô hình SAP.

Độ võng thực tế:  $f_{bt} = U3 \times EI/B$

Trong đó:

$f_{bt}$  – độ võng bản thang

$U3$  – độ võng đàn hồi của bản thang

$EI$  – độ cứng đàn hồi của dải bản 1m

$B$  – độ cứng thực tế của dải bản 1m

- Xác định độ cứng thực tế (có nứt)  $B$ :

$$B = \frac{h_o \cdot z_1}{\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{v \cdot E_b \cdot A_b}}$$

Trong đó:

$E_s, E_b$  - mô đun đàn hồi của thép và bê tông;

$A_s$  - diện tích cốt thép chịu lực;

$A_b$  - diện tích quy đổi của vùng bê tông chịu nén,  $A_b = (\varphi_f + \xi)bh_o$

$\psi_s$  - hệ số xét đến sự làm việc của cốt thép,  $\psi_s = \frac{S + \theta\alpha_a}{1 + \alpha_a} < 1$ ;

$\psi_b$  - hệ số kể đến sự làm việc của bê tông,  $\psi_b = 0.9$

$h_o$  - chiều cao làm việc của tiết diện cấu kiện,  $h_o = h - a = 120 - 20 = 100$  mm

$z_1$  - cánh tay đòn của nội ngẫu lực,  $z_1 = h_o \cdot \left[ 1 - \frac{\xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right]$

**Bảng 4.6** – Tính toán độ cứng có nứt của bản thang

STT	Thông số tính toán	Độ cứng ứng với tác dụng ngắn hạn của toàn bộ tải trọng ( $B_1$ )	Độ cứng ứng với tác dụng ngắn hạn của tải dài hạn ( $B_2$ )	Độ cứng ứng với tác dụng dài hạn của tải dài hạn ( $B_3$ )
1	b(mm)	1000.00	1000.00	1000.00
2	h(mm)	120.00	120.00	120.00
3	a (mm)	20.00	20.00	20.00
4	$h_o$ (mm)	100.00	100.00	100.00
5	$E_s$ (MPa)	210000.00	210000.00	210000.00
6	$E_b$ ( MPa)	32500.00	32500.00	32500.00
7	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	325.00	325.00	325.00
8	$R_{b.ser}$ (MPa)	22.00	22.00	22.00



9	R <sub>bt</sub> (MPa)	1.20	1.20	1.20
10	μ	0.0033	0.0033	0.0033
11	A' <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	0.00	0.00	0.00
12	φ <sub>f</sub>	0.00	0.00	0.00
13	λ	0.00	0.00	0.00
14	h <sub>f</sub> (mm)	0.00	0.00	0.00
15	α	6.46	6.46	6.46
16	β	1.80	1.80	1.80
17	ν	0.45	0.45	0.15
18	M <sub>i</sub> (kN.m)	2.76	2.17	2.17
19	δ	0.01	0.01	0.01
20	ξ	0.15	0.15	0.15
21	A <sub>b</sub> (mm <sup>2</sup> )	14575.97	14712.91	14712.91
22	Z <sub>i</sub> (mm)	92.71	92.64	92.64
23	α <sub>α</sub>	0.03	0.03	0.03
24	S	0.60	0.60	0.80
25	θ	0.85	0.85	0.90
26	R <sub>sc</sub> (MPa)	225.00	225.00	225.00
27	ψ <sub>s</sub>	0.61	0.61	0.80
28	ψ <sub>b</sub>	0.90	0.90	0.90
29	B <sub>i</sub>	7.06E+11	7.08E+11	3.81E+11
<b>Độ cứng tính toán B = B<sub>1</sub> - B<sub>2</sub> + B<sub>3</sub> =</b>				<b>3.79E+11</b>

$$\Rightarrow f_{bt} = 0.51 \times \frac{3.25 \times 10^4 \times 1000 \times 120^3}{12 \times 3.79 \times 10^{11}} = 6.30 \text{ (mm)} < [f] = \frac{l}{200} = \frac{4200}{200} = 21 \text{ mm}$$

Vậy bản thang thỏa độ võng cho phép.

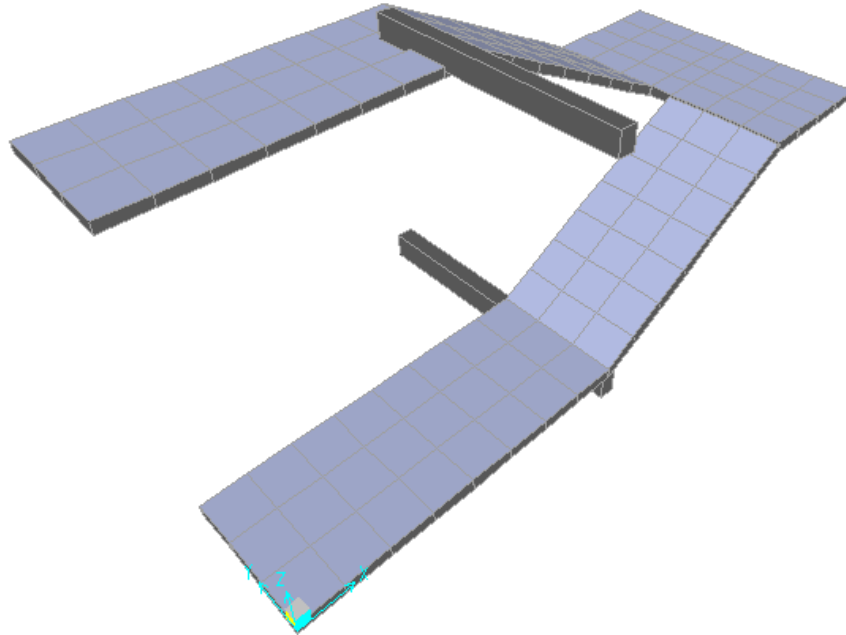
#### 4.6. KIỂM TRA CẦU THANG BẰNG MÔ HÌNH 3D

##### 4.6.1. Mô hình

Để hình thành sơ đồ tính gần đúng nhất với thực tế làm việc của cầu thang, sinh viên mô hình cầu thang vào khung etabs. Sau đó lấy kết quả so sánh với cách tính đơn giản bằng sơ đồ tính 2D để xem thử việc tính toán đơn giản hóa mô hình cầu thang so với thực tế chênh lệch như thế nào nhằm có thể vận dụng vào thực tiễn công việc sau này.

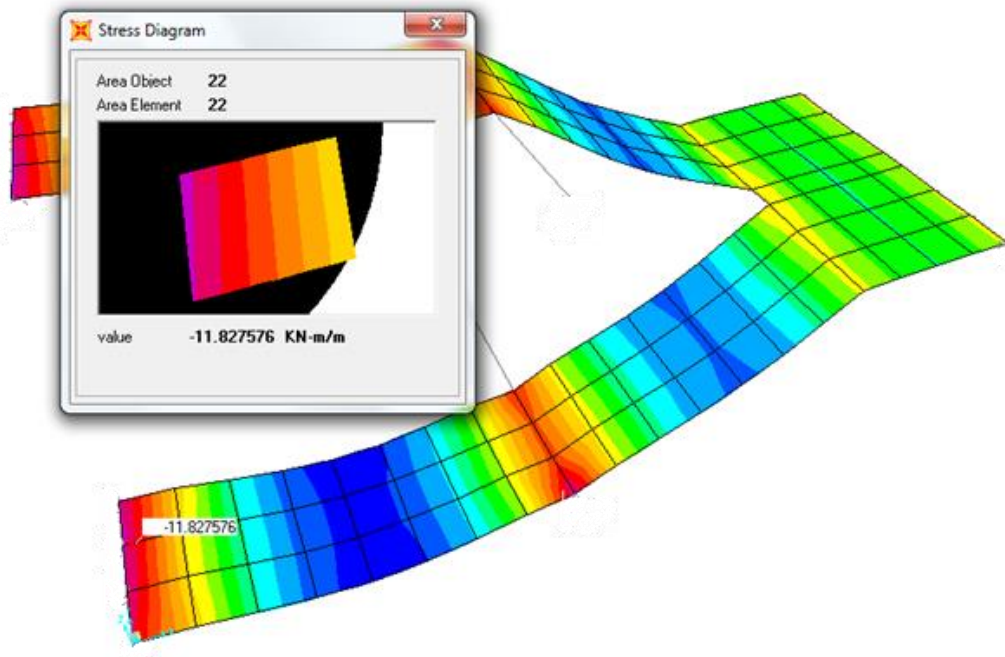
Trong quá trình mô hình, lưu ý một số vấn đề sau đây:

- Vì phần mềm dựa trên phương pháp phần tử hữu hạn nên phải chia nhỏ tấm sàn sao cho các ô sàn liên kết nhau tại các điểm nút thì kết quả tính toán mới chính xác.
- Phải chú ý hệ trục địa phương các tấm phải đồng bộ với nhau và phải đúng với mục đích lấy nội lực

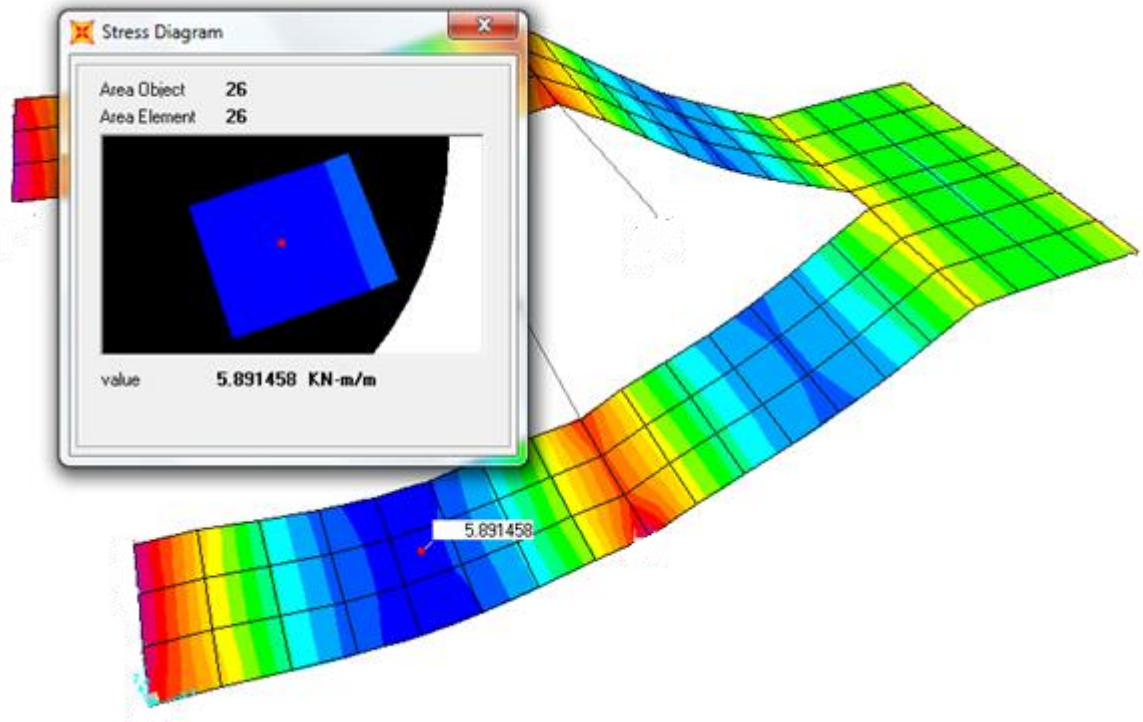


Hình 4.11 – Mô hình cầu thang lấy từ mô hình khung Etabs

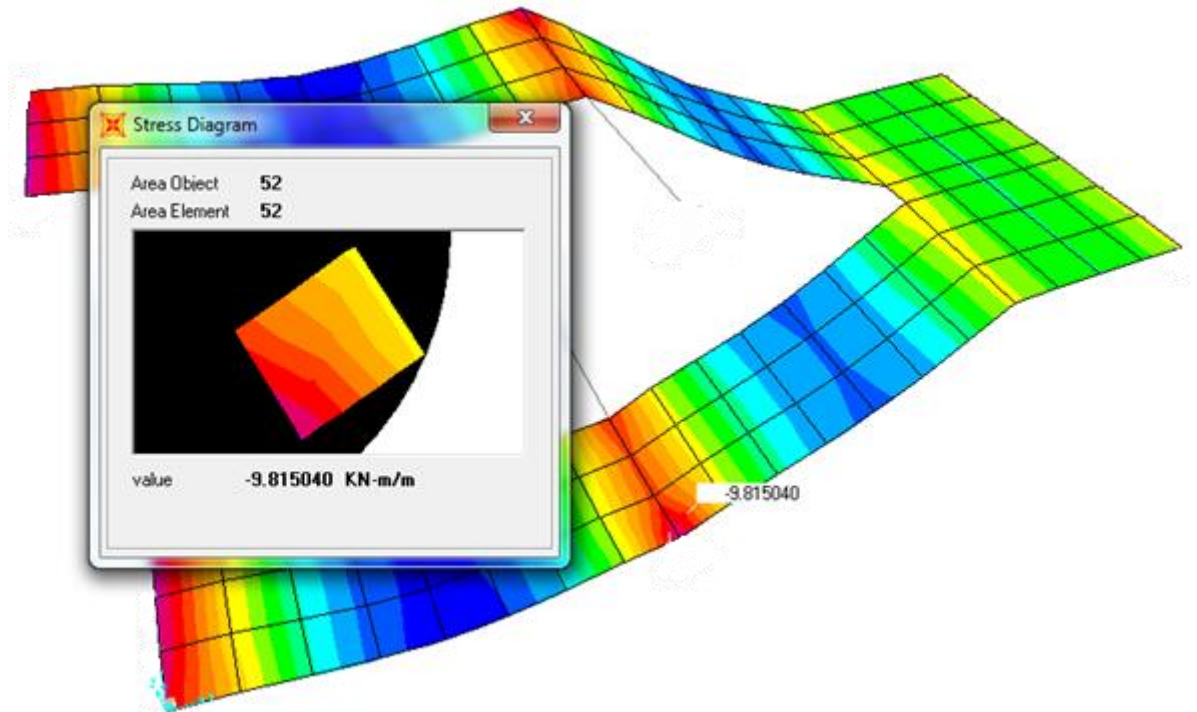
#### 4.6.2. Nội lực



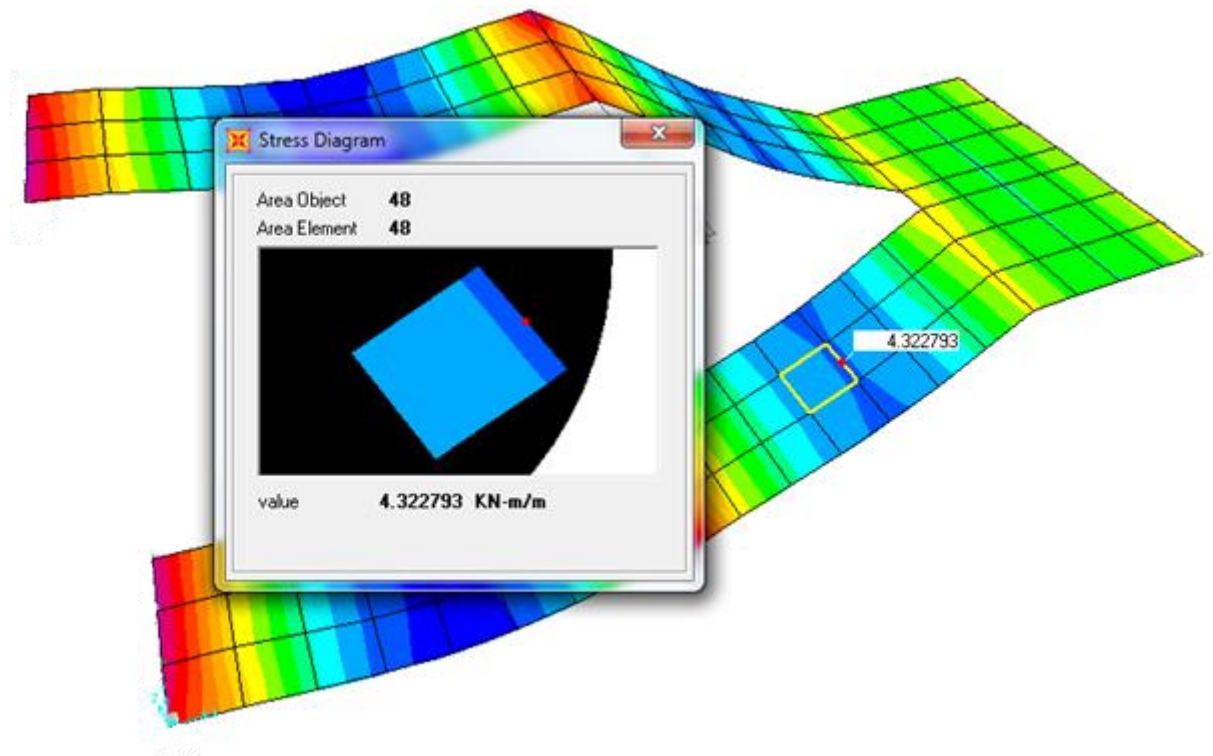
Hình 4.12 – Môment gói bản chiếu tới



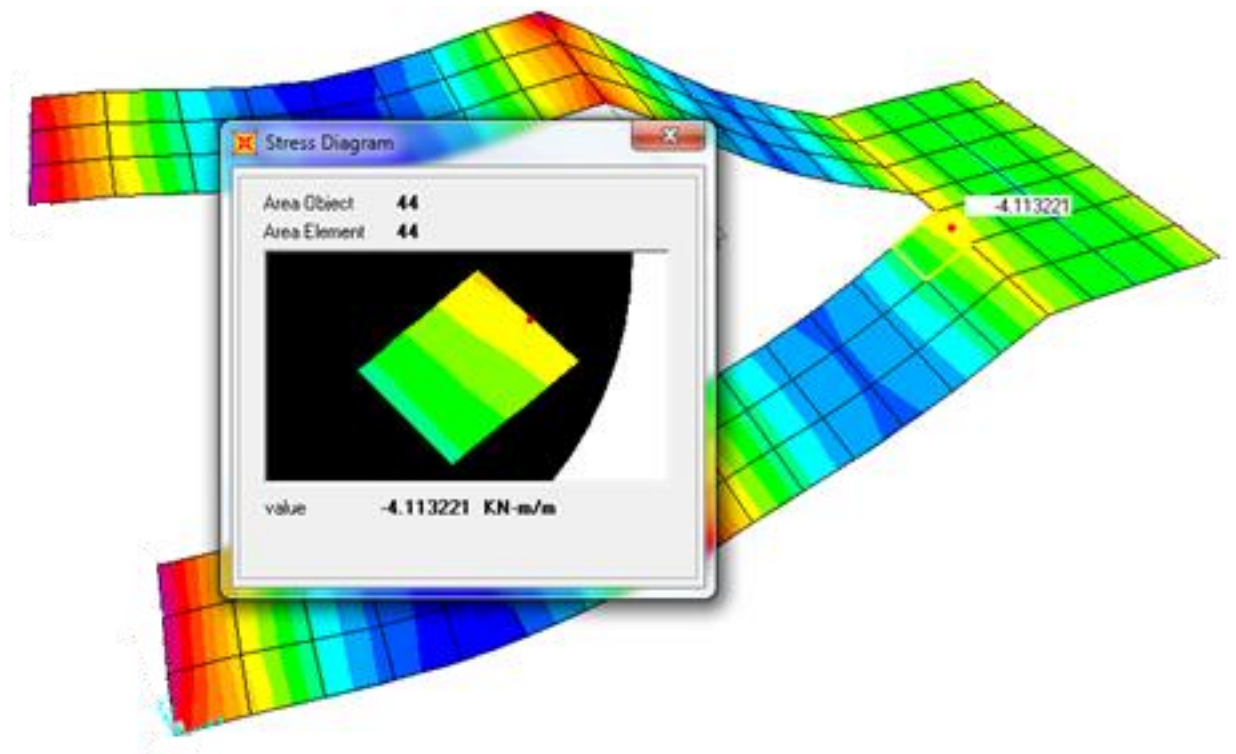
Hình 4.13 – Môment nhịp bản chiếu tới



Hình 4.14 – Môment gối bản thang



Hình 4.15 – Môment nhịp bản thang



Hình 4.16 – Môment đoạn gẫy

### 4.6.3. So sánh và kết luận

**Bảng 4.7** – So sánh nội lực

M11 (kN.m/m)				
Vị trí	Sơ đồ hóa	So sánh	Mô hình 3D	Chênh lệch (%)
Gối chiếu tới	11.88	>	11.83	0.42
Nhịp chiếu tới	5.9	>	5.89	0.17
Gối bản thang	9.82	>	9.81	0.10
Nhịp bản thang	3.71	<	4.32	14.12
Đoạn gãy	4.05	<	4.11	1.46

#### **Kết luận:**

Kết quả tính toán theo phương pháp sơ đồ hóa so với mô hình 3D chênh lệch không đáng kể, điều này chứng tỏ sơ đồ tính đã chọn ở trên rất gần với sơ đồ làm việc thật của kết cấu. Chênh lệch lớn nhất là 14.12% tại nhịp bản thang. Ở đây, cần kiểm tra lại bố trí thép tại nhịp bản thang và đoạn gãy vì có moment nhỏ hơn so với sơ đồ 3D

**Bảng 4.8** – Kiểm tra thép

Vị trí	Môment (kN.m)	ho (mm)	b (mm)	$\alpha_m$	$\xi$	As (mm <sup>2</sup> )	Chọn thép		$\mu$
							$\Phi$	a	
Nhịp	4.32	100	1000	0.025	0.15	195	8	150	0.19
Đoạn gãy	4.11	100	1000	0.024	0.33	149	8	200	0.15

⇒ Vậy phương án tính toán và bố trí thép theo phương pháp sơ đồ hóa 2D tại nhịp thang và đoạn gãy đã bố trí lớn hơn so với kết quả tính toán thép từ mô hình 3D nên không cần phải thay đổi.

## CHƯƠNG 5: THIẾT KẾ BỂ NƯỚC MÁI

### 5.1. KIẾN TRÚC

Bể nước mái (BNM) cung cấp nước cho nhu cầu sinh hoạt trong công trình.

Chọn BNM để tính toán. BNM gồm 1 bể được đặt trên hệ cột tầng, ở vị trí giới hạn bởi trục 1-2 và B-C.

Sơ bộ tính nhu cầu sử dụng nước như sau: chung cư có 15 tầng, từ tầng 2 trở lên dùng cho căn hộ, mỗi tầng có 12 căn hộ, mỗi căn hộ có trung bình 4 nhân khẩu.

Tiêu chuẩn dùng nước trung bình :  $q_{SH} = 150 \text{ l/người.ngày.đêm}$

Hệ số điều hòa:  $K_{ngày} = 1.35 \text{ ( } 1.35 \div 1.5 \text{ ) [TCXD 33:68]}$

Dung lượng sử dụng nước sinh hoạt trong ngày đêm :

$Q_{\text{max.ngày.đêm}} = q_{SH} \cdot N \cdot K_{ngày} / 1000 = 150 \times 720 \times 1.35 / 1000 = 146 \text{ m}^3/\text{ngày.đêm}$

Từ lượng nước cần cung cấp chọn bể nước có kích thước:

$$V = L \cdot B \cdot H = 8.5 \times 10 \times 1.8 = 153 \text{ (m}^3/\text{ngày.đêm)},$$

Bể nước được đổ bê tông toàn khối, có nắp đậy. Lỗ thâm nắp bể nằm ở góc có kích thước 600x600(mm). Bể nước mỗi ngày được bơm 2 lần bằng hệ thống bơm tự động.

### 5.2. SỐ LIỆU TÍNH TOÁN

#### 5.2.1. Sơ bộ kết cấu

Vì nhịp của BNM lớn ( $> 7\text{m}$ ) nên sinh viên sử dụng hệ dầm trực giao cho bản nắp và bản đáy để giảm chiều dày và độ võng của kết cấu.

- Sơ bộ chọn chiều dày nắp bể theo công thức sau :

$$h_{bn} \geq \frac{1}{80 \div 100} (l_1 + l_2)$$

Trong đó  $l_1$  là chiều dài cạnh ngắn  $l_1 = 4.25 \text{ m}$ ,  $l_2$  là chiều dài cạnh dài  $l_2 = 5 \text{ m}$

$$h_{bn} \geq \frac{1}{80 \div 100} \times (4250 + 5000) = 115.63 \div 92.5 \text{ (mm)}$$

$\Rightarrow$  Chọn chiều dày bản nắp  $h_{bn} = 100\text{mm}$



- Sơ bộ chọn chiều dày bản thành bể theo công thức sau:

$$h_{bt} \geq \frac{1}{30 \div 35} H, \quad H = 1.8 \text{ m}, \quad h_{bt\min} = 100 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$  Chọn chiều dày bản thành  $h_{bt} = 100 \text{ mm}$

- Sơ bộ chiều dày bản đáy:

Do bản đáy vừa phải chịu tải trọng bản thân, vừa phải chịu cột nước cao 1.8 m

( $\gamma_h = 1.8 \text{ T/m}^2$ ) và có yêu cầu chống nứt, chống thấm cho nên chiều dày bản đáy sơ bộ chọn  $h_{bd} = (1.2 \div 1.5)h_{bn} = 1.5 \times 10 = 150 \text{ mm}$

$\Rightarrow$  Chọn chiều dày bản đáy  $h_{bd} = 150 \text{ mm}$

### 5.2.2. Vật liệu

Bê tông cấp độ bền B30:  $R_b = 17 \text{ MPa}$ ,  $R_{bt} = 1.2 \text{ MPa}$ ,  $E_b = 32.5 \times 10^3 \text{ MPa}$

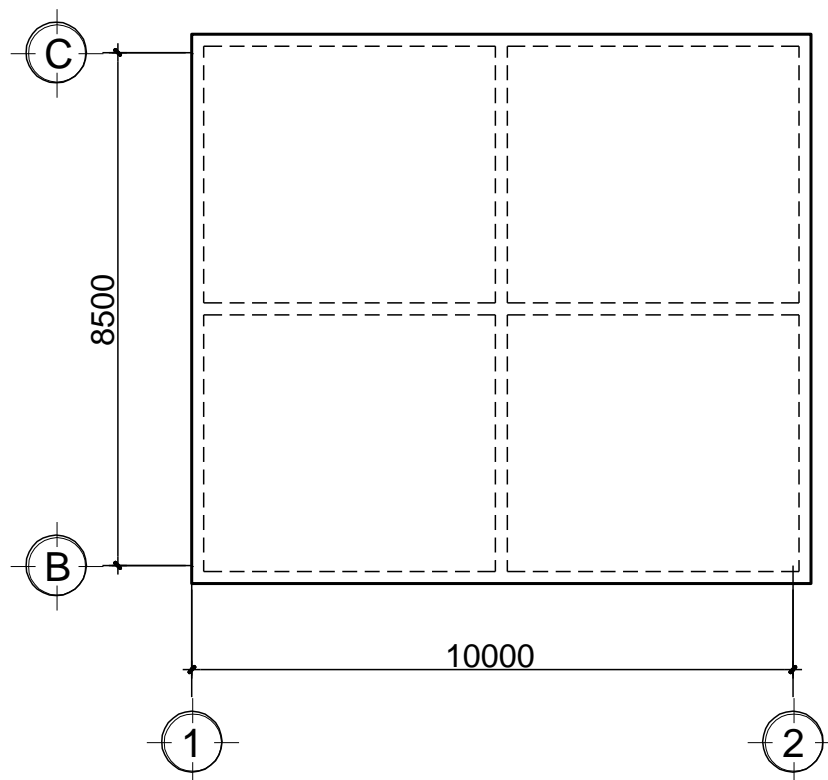
Thép AIII ( $\Phi \geq 16$ ):  $R_s = R_{sc} = 365 \text{ MPa}$ ;  $R_{sw} = 290 \text{ MPa}$ ;  $E_s = 20 \times 10^4 \text{ MPa}$ .

Thép AII ( $10 \leq \Phi < 16$ ):  $R_s = R_{sc} = 280 \text{ MPa}$ ;  $R_{sw} = 225 \text{ MPa}$ ;  $E_s = 21 \times 10^4 \text{ MPa}$ .

Thép AI ( $\Phi < 10$ ):  $R_s = R_{sc} = 225 \text{ MPa}$ ;  $R_{sw} = 175 \text{ MPa}$ ;  $E_s = 21 \times 10^4 \text{ MPa}$ .

### 5.3. TÍNH TOÁN BẢN NẮP

Bản nắp đúc toàn khối với thành bể và có kích thước như sau:



Hình 5.1 – Bản nắp bể nước mái

### 5.3.1. Tải trọng

#### 5.3.1.1. Tĩnh tải

Gồm trọng lượng bản thân các lớp cấu tạo

**Bảng 5.1** – Tĩnh tải bản nắp

Tải trọng	Vật liệu	Chiều dày (mm)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Tải tiêu chuẩn (kN/m <sup>2</sup> )	HSVT n	Tải tính toán (kN/m <sup>2</sup> )
Tĩnh tải	Vữa xi măng	20	18	0.36	1.3	0.47
	Bản bê tông cốt thép	100	25	2.5	1.1	2.75
	Vữa trát chống thấm	20	18	0.36	1.3	0.47
Tổng tĩnh tải						<b>3.69</b>

#### 5.3.1.2. Hoạt tải

Nắp bể chỉ có hoạt động sửa chữa, không có hoạt tải sử dụng, ta lấy hoạt tải phân bố là 0.75 kN/m<sup>2</sup> (theo TCVN 2737-1995).

Hoạt tải sửa chữa:  $p = 1.3 \times 0.75 = 0.975 \text{ kN/m}^2$

→ Vậy tổng tải trọng:  $q = g + p = 3.69 + 0.975 = 4.665 \text{ kN/m}^2$

### 5.3.2. Sơ đồ tính

Tỉ số  $\frac{l_2}{l_1} = \frac{5}{4.25} = 1.18 < 2 \rightarrow$  bản nắp làm việc theo 2 phương

#### 5.3.2.1. Sơ bộ hệ dầm nắp

Xem như bản nắp không có hệ dầm trực giao

Sơ bộ dầm theo công thức:  $h_0 = 2 \sqrt{\frac{M}{R_b b}}$

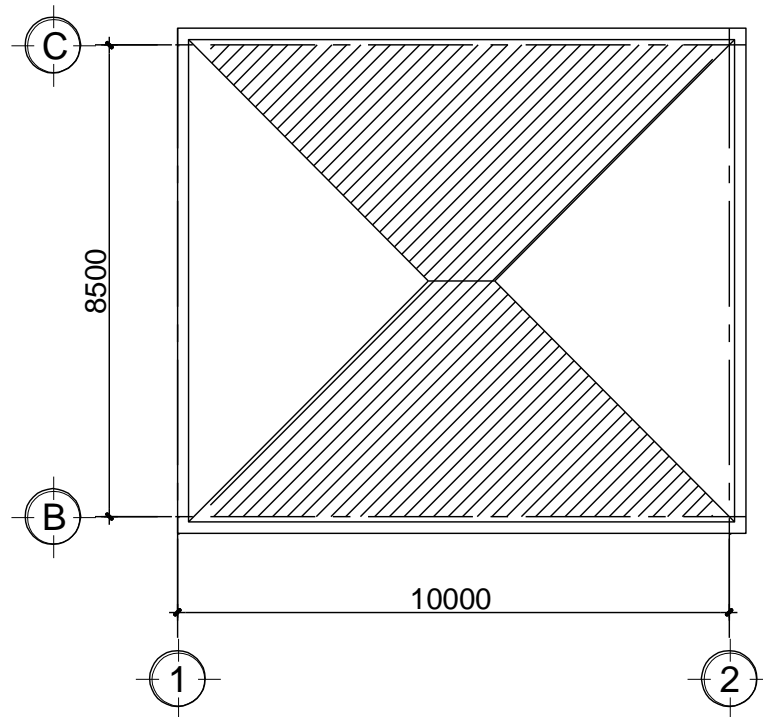
Chọn  $b = 200 \text{ (mm)}$

$M = 0.8ql^2/8$

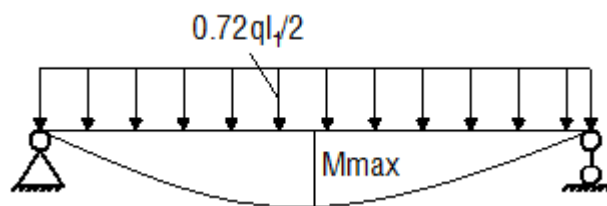
$q = (1 - 2\beta^2 + \beta^3) \times q_1 l_1 / 2$ ,  $\beta = l_1 / 2l_2$

Trong đó:  $l_1, l_2$  lần lượt là nhịp ngắn và nhịp dài





Hình 5.2 – Sơ đồ truyền tải bản nắp



Hình 5.3 – Truyền tải vào dầm nắp

Sơ bộ hệ dầm trực giao ở giữa:

$$q = 0.72 \times 4.67 \times \frac{8.5}{2} = 16.81 \text{ kN/m}$$

$$M = \frac{0.8 \times 16.81 \times 10^2}{8} = 168 \text{ kN.m}$$

$$\rightarrow h_0 = 2 \sqrt{\frac{168 \times 10^6}{17 \times 200}} = 445 \text{ mm}$$

$$h = h_0 + a_0 = 445 + 30 = 475 \text{ mm}$$

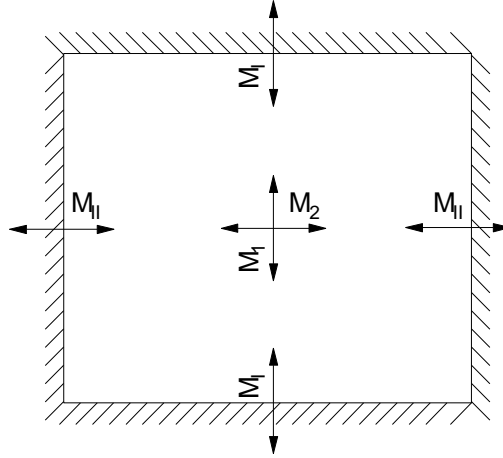
Vậy chọn kích thước dầm nắp:  $b \times h = 200 \times 500 \text{ mm}$

Chọn kích thước hệ dầm trực giao:  $b \times h = 200 \times 400 \text{ mm}$

**5.3.2.2. Sơ đồ tính**

Xét  $h_d/h_b > 3 \Rightarrow$  nên liên kết giữa dầm nắp và bản nắp được xem là ngàm.

Tính toán bản nắp theo dạng bản kê 4 cạnh ngàm (dạng sơ đồ 9).



**Hình 5.4 – Sơ đồ tính bản nắp**

**5.3.3. Nội lực**

- Mômen dương lớn nhất giữa nhịp:

Theo phương ngắn ( $l_1$ ):  $M_1 = \alpha_{i1}P$

Theo phương dài ( $l_2$ ):  $M_2 = \alpha_{i2}P$

- Mômen âm lớn nhất trên gối:

Theo phương ngắn ( $l_1$ ):  $M_I = \beta_{i1}P$

Theo phương dài ( $l_2$ ):  $M_{II} = \beta_{i2}P$

Trong đó:  $\alpha_{i1}, \alpha_{i2}, \beta_{i1}, \beta_{i2}$ : là các hệ số tra bảng theo sơ đồ 9 và tỷ số  $L_2/L_1$

$P$  là tổng tải trọng tính toán trên ô bản:  $P = qL_1L_2 = (g+p) L_1L_2$

**Bảng 5.2 – Nội lực bản nắp**

Kích thước		Tải trọng		Chiều dày			Tỷ số $l_2/l_1$	Hệ số moment		Moment	
$l_1$	$l_2$	$g$	$p$	$h$	$a$	$h_0$				$(N.m/m)$	
$(m)$	$(m)$	$(N/m^2)$	$(N/m^2)$	$(mm)$	$(mm)$	$(mm)$			$M_1 =$		
4.25	5.00	3,690	975	100	20.0	80.0	1.0770	$\alpha_1 =$	0.0202	$M_1 =$	2,004
					33.0	67.0		$\alpha_2 =$	0.0146	$M_2 =$	1,445
					20.0	80.0		$\beta_1 =$	0.0465	$M_I =$	-4,607
					20.0	80.0		$\beta_2 =$	0.0336	$M_{II} =$	-3,334

**5.3.4. Tính thép**

Chọn a = 20mm

Hàm lượng cốt thép:  $\mu\% = \frac{A_s}{bh_0} 100 \geq \mu_{\min}\% = 0.1\%$

Hàm lượng cốt thép hợp lý trong bản nắp:  $\mu\% = (0.3 \div 0.9)\%$

Gia cường thép lỗ thâm 600 x 600 bằng 4Ø12

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b bh_0^2} \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \quad \zeta = 1 - 0.5\xi \quad A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0}$$

**Bảng 5.3 – Kết quả tính thép**

Moment (N.m/m)	Tính thép				Chọn thép	
	$\alpha_m$	$\zeta$	$A_s^{TT}$ (cm <sup>2</sup> /m)	H.lượng $\mu^{TT}$ (%)	Ø (mm)	a <sup>ch</sup> (mm)
M <sub>I</sub> = 2,004	0.018	0.991	1.12	0.14%	6	200
M <sub>2</sub> = 1,445	0.019	0.99	0.97	0.14%	6	200
M <sub>I</sub> = -4,607	0.042	0.978	2.62	0.33%	8	180
M <sub>II</sub> = -3,334	0.031	0.984	1.88	0.24%	8	200

**5.4. TÍNH TOÁN BẢN THÀNH**

**5.4.1. Tải trọng**

**5.4.1.1. Tải trọng ngang của nước**

Biểu đồ áp lực có dạng tam giác tăng dần theo độ sâu

Tại đáy bể (z = 1.8m):  $p_n = \gamma.h = 10 \times 1.8 = 18$  (kN / m<sup>2</sup>)

**5.4.1.2. Tải trọng ngang của gió**

Tải trọng gió xác định theo công thức  $W = W_0.k. c. n$

Tp.HCM thuộc vùng áp lực gió II-A, lấy giá trị áp lực gió là  $W_0 = 0.83$  kN / m<sup>2</sup>

Công trình thuộc địa hình C

Cao trình nắp bể: z = 45.2 m

$$\Rightarrow k_t = z_j = 1.844 \left( \frac{z_j}{z_t^g} \right)^{2m_t} = 1.844 \left( \frac{45.2}{400} \right)^{2.0,14} = 1$$

**Trong đó:**

**Bảng 5.4 – Bảng tra**

Dạng địa hình	$z_t^g$ (m)	$m_t$
A	250	0.07
B	300	0.09
C	400	0.14

Xem áp lực gió không đổi suốt chiều cao thành bể

Tải trọng gió hút:  $W_h = n.W_0.k.c = 1.2 \times 0.83 \times 1 \times 0.6 = 0.60 (\text{kN} / \text{m}^2)$

Tải trọng gió đẩy:  $W_d = n.W_0.k.c = 1.2 \times 0.83 \times 1 \times 0.8 = 0.80 (\text{kN} / \text{m}^2)$

#### 5.4.1.3. TLBT bản thành

**Bảng 5.5 – Các lớp cấu tạo bản thành**

Tải trọng	Vật liệu	Chiều dày (mm)	$\gamma$ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )	Tải tiêu chuẩn ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	HSVT n	Tải tính toán ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )
Tĩnh tải	Vữa xi măng	20	18	0.36	1.3	0.47
	Bản bê tông cốt thép	100	25	2.50	1.1	2.75
	Vữa trát chống thấm	20	18	0.36	1.3	0.47
<b>Tổng tĩnh tải g</b>						<b>3.69</b>

Tải trọng bản thân của bản thành trên dải 1 m:  $N_{bt} = g.l.b = 3.69 \times 1.8 \times 1 = 6.64$  (kN)

#### 5.4.2. Sơ đồ tính

##### 5.4.2.1. Quan niệm sơ đồ tính

Bản thành là cấu kiện chịu nén uốn. Lực nén chỉ gồm TLBT bản thành. Để đơn giản trong tính toán bản thành được tính toán như cấu kiện chịu uốn thuần túy.

Xét các tỉ số:

Bản thành cạnh 10 m làm việc theo 1 phương.

Bản thành cạnh 8.5 m làm việc theo 1 phương.

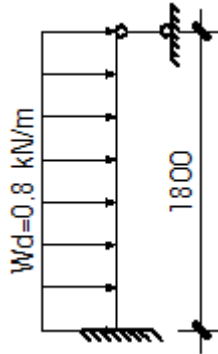
Liên kết bản thành và dầm nắp là khớp.

Liên kết bản thành và dầm đáy là ngàm.

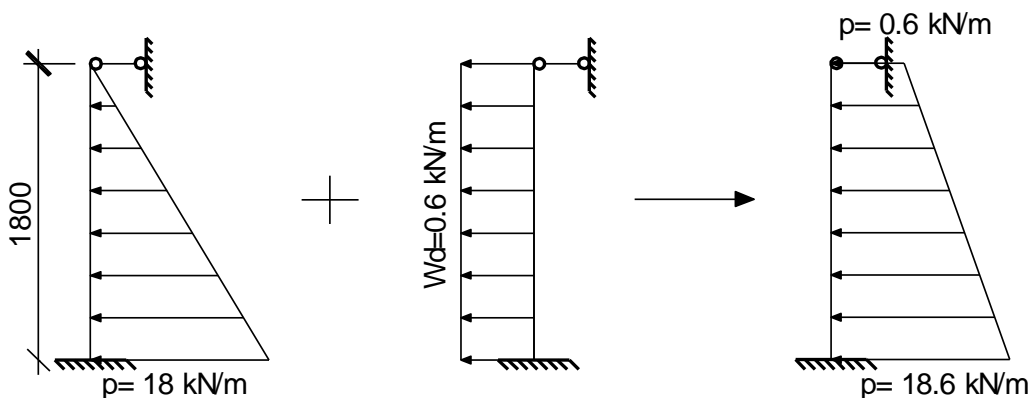
→ Vì các cạnh BNM có kích thước gần giống nhau, chỉ cần tính toán cho bản thành cạnh 10 m và bố trí giống nhau cho bản thành cạnh 8.5 m

**5.4.2.2. Các trường hợp nguy hiểm**

- Trường hợp 1: bể không chứa nước + gió đẩy



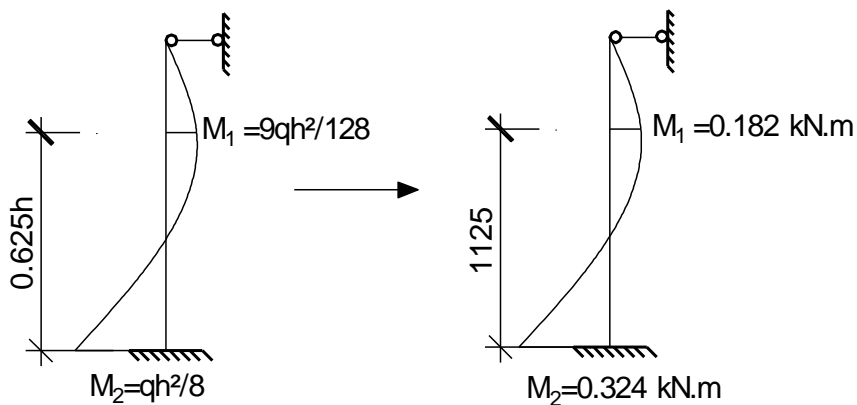
- Trường hợp 2: bể chứa nước + gió hút



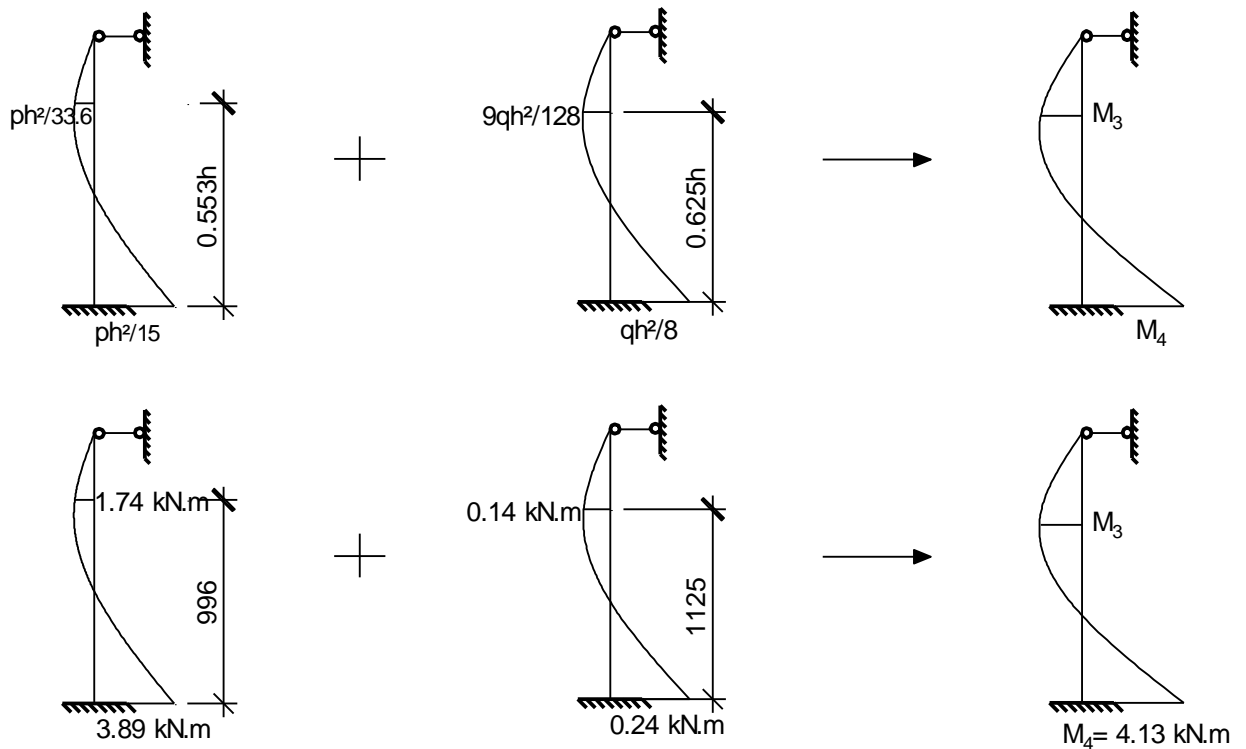
**Hình 5.5** – Sơ đồ tính bản thành

**5.4.3. Nội lực**

- Trường hợp 1: bể không chứa nước + gió đẩy



- Trường hợp 2: bể chứa nước + gió hút



Hình 5.6 – Nội lực bản thành

**5.4.4. Tính thép**

Mô men dương tại nhịp:  $M_3 = 1.74 + 0.14 = 1.88(kN.m)$  (cộng gần đúng)

Mô men âm tại ngàm:  $M_4 = 4.13 (kN.m)$

Nhận xét:  $M_4 > M_3 > M_2 > M_1$

Kết luận: Để dễ dàng cho thi công bố trí thép đối xứng. Chọn giá trị momen lớn nhất để tính thép cho bản thành:  $M_{max} = 4.13(kN.m)$

Chọn  $a = 20 (mm)$ ,  $\mu_{min} = 0.05\%$ ;  $\mu_{max} = \frac{\xi_R R_b}{R_s} = \frac{0.632 \times 17}{225} \cdot 100\% = 4.78\%$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \quad \zeta = 1 - 0.5\xi \quad A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0}$$

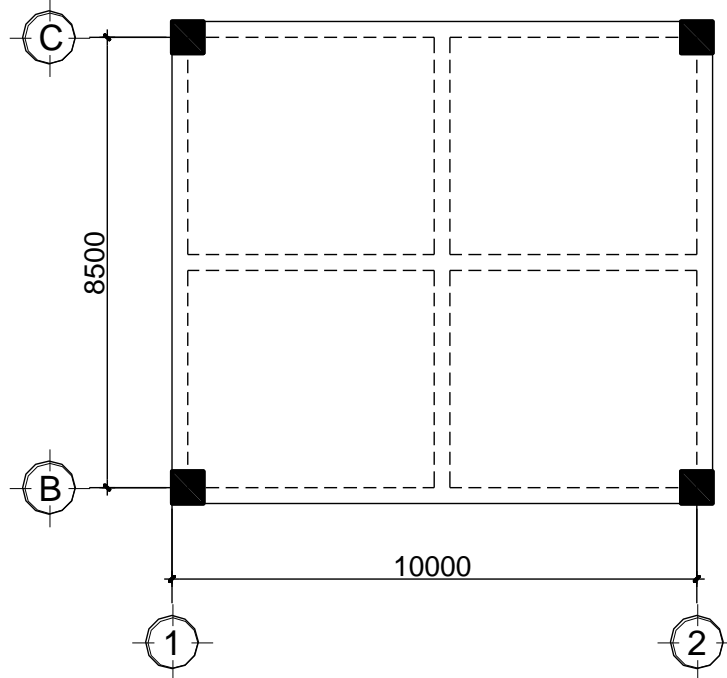
**Bảng 5.6 – Kết quả tính thép bản thành**

Vị trí	Mômen (kN.m)	h <sub>o</sub> (mm)	b (mm)	α <sub>m</sub>	ξ	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Chọn thép		A <sub>s</sub> Chọn (cm <sup>2</sup> )	μ%
							Ø	a (mm)		
Ngàm	4.13	80	1000	0.04	0.981	2.34	8	200	3.35	0.053

## 5.5. TÍNH TOÁN BẢN ĐÁY

### 5.5.1. Tải trọng

Bản đáy được đổ bê tông toàn khối với dầm đáy, dùng hệ dầm trực giao:



Hình 5.7 – Bản đáy bể nước mái

5.5.1.1. **Tĩnh tải** : gồm trọng lượng bản thân các lớp cấu tạo

Bảng 5.7 – Các lớp cấu tạo bản đáy

Tải trọng	Vật liệu	Chiều dày (mm)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Tải tiêu chuẩn (kN/m <sup>2</sup> )	HSVT n	Tải tính toán (kN/m <sup>2</sup> )
Tĩnh tải	Gạch Ceramic	10	20	0.2	1.2	0.24
	Vữa tạo dốc	30	18	0.54	1.3	0.70
	Lớp chống thấm	3	18	0.054	1.3	0.07
	Bản bê tông cốt thép	150	25	3.75	1.1	4.13
	Vữa trát	20	18	0.36	1.3	0.4
Tổng tĩnh tải						6.16

### 5.5.1.2. Tải trọng nước

Tải trọng nước khi đầy bể (h=1m):  $p_n = n \cdot \gamma \cdot h = 1.0 \times 18 \times 1 = 18 \text{ kN/m}^2$

### 5.5.1.3. Hoạt tải

Đối với bản đáy không kể đến hoạt tải sửa, vì khi sửa chữa bể không chứa nước.

Tổng tải trọng:  $q = g + p_n = 6.16 + 18 = 24.16 \text{ kN/m}^2$

### 5.5.2. Sơ đồ tính

Tỉ số  $\frac{l_2}{l_1} = \frac{5}{4.25} = 1.18 < 2 \Rightarrow$  bản đáy làm việc theo 2 phương

#### 5.5.2.1. Sơ bộ hệ dầm đáy

Xem như bản đáy không có hệ dầm trực giao

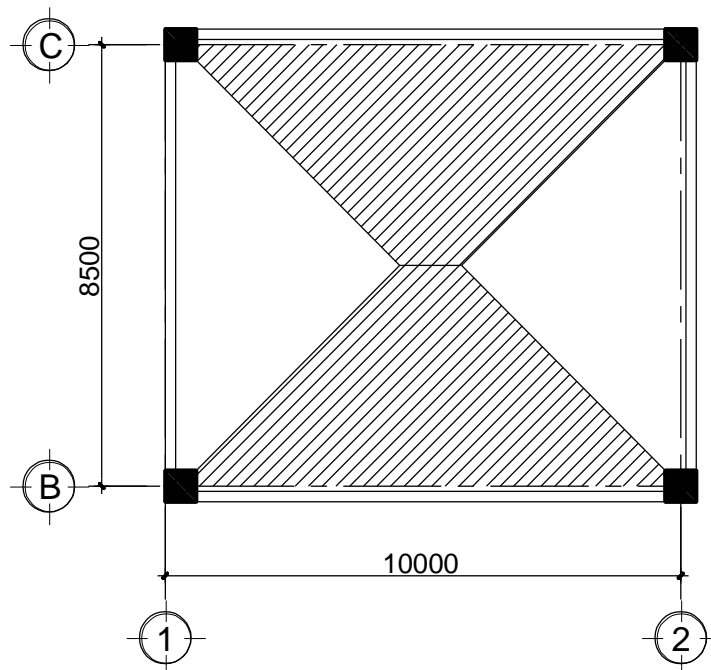
Sơ bộ dầm theo công thức:  $h_0 = 2 \sqrt{\frac{M}{R_b b}}$

Chọn  $b = 300 \text{ (mm)}$

$M = 0.8ql^2/8$

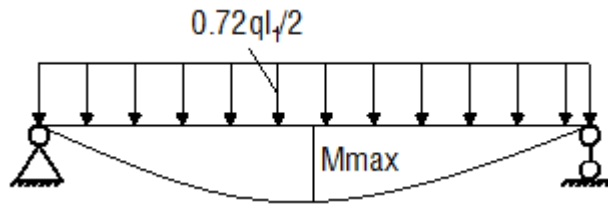
$q = (1-2\beta^2+\beta^3) \times q_1 l_1/2$ ,  $\beta = l_1/2l_2$

Trong đó:  $l_1, l_2$  lần lượt là nhịp ngắn và nhịp dài



**Hình 5.8** – Sơ đồ truyền tải bản đáy





**Hình 5.9** – Truyền tải vào dầm đáy

Sơ bộ hệ dầm trực giao ở giữa:

$$q = 0.72 \times 24.16 \times \frac{8.5}{2} = 52.51 \text{ kN/m}$$

$$M = \frac{0.8 \times 52.51 \times 10^2}{8} = 525.1 \text{ kN.m}$$

$$\rightarrow h_0 = 2 \sqrt{\frac{525 \times 10^6}{17 \times 300}} = 642 \text{ mm}$$

$$h = h_0 + a_o = 642 + 30 = 670 \text{ mm}$$

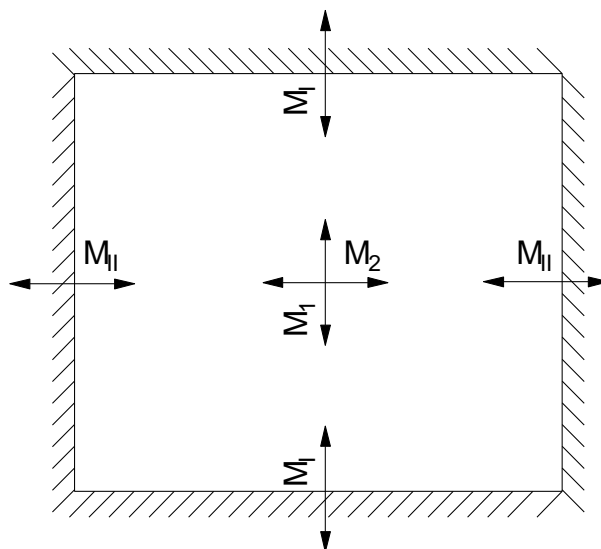
Vậy chọn kích thước dầm đáy:  $b \times h = 300 \times 700 \text{ mm}$

Chọn kích thước hệ dầm trực giao:  $b \times h = 300 \times 500 \text{ mm}$

### 5.5.2.2. Sơ đồ tính

Xét  $h_d/h_b > 3 \Rightarrow$  nên liên kết giữa dầm đáy và bản đáy được xem là ngàm.

Tính toán bản đáy theo dạng bản kê 4 cạnh ngàm (dạng sơ đồ 9).



**Hình 5.10** – Sơ đồ tính bản đáy

**5.5.3. Nội lực**

- Mômen dương lớn nhất giữa nhịp:

Theo phương ngắn ( $l_1$ ):  $M_1 = \alpha_{i1}P$

Theo phương dài ( $l_2$ ):  $M_2 = \alpha_{i2}P$

- Mômen âm lớn nhất trên gối:

Theo phương ngắn ( $l_1$ ):  $M_I = \beta_{i1}P$

Theo phương dài ( $l_2$ ):  $M_{II} = \beta_{i2}P$

Trong đó:  $\alpha_{i1}, \alpha_{i2}, \beta_{i1}, \beta_{i2}$ : là các hệ số tra bảng theo sơ đồ 9 và tỷ số  $L_2/L_1$

P là tổng tải trọng tính toán trên ô bản:  $P = qL_1L_2 = (g+p) L_1L_2$

**Bảng 5.8** – Nội lực bản đáy

Kích thước		Tải trọng		Chiều dày			Tỷ số $l_2/l_1$	Hệ số moment		Moment (N.m/m)	
$l_1$	$l_2$	g	p	h	a	$h_0$					
(m)	(m)	(N/m <sup>2</sup> )	(N/m <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)	(mm)					
4.25	5.00	6.160	11.000	150	20.0	130.0	1.077	$\alpha_1 =$	0.0202	$M_1 =$	7.370
					33.0	117.0		$\alpha_2 =$	0.0146	$M_2 =$	5.315
					20.0	130.0		$\beta_1 =$	0.0465	$M_I =$	-16.946
					20.0	130.0		$\beta_2 =$	0.0336	$M_{II} =$	-12.263

**5.5.4. Tính thép**

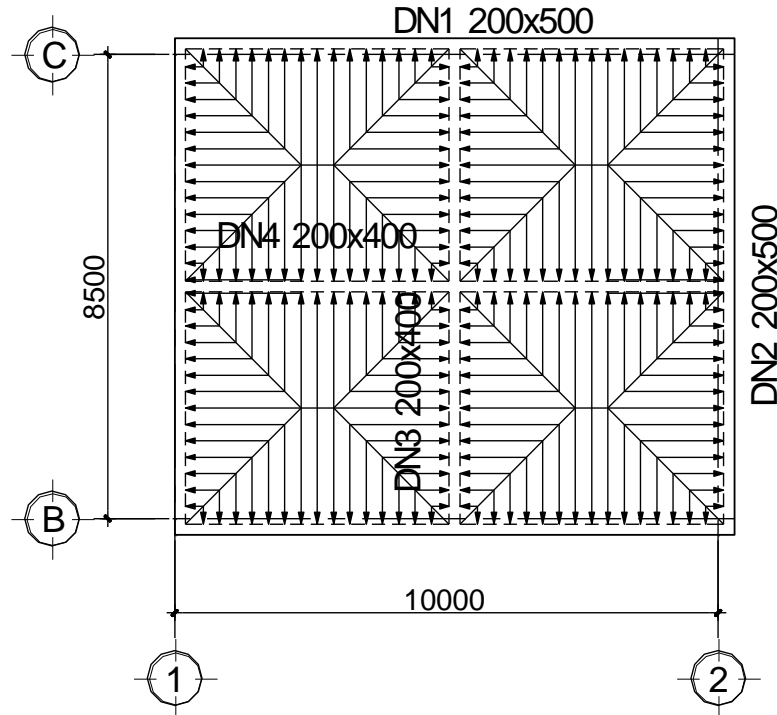
**Bảng 5.9** – Kết quả tính thép

Moment (N.m/m)	Tính thép				Chọn thép		
	$\alpha_m$	$\zeta$	$A_s^{TT}$ (cm <sup>2</sup> /m)	H.lượng $\mu^{TT}$ (%)	$\emptyset$ (mm)	$a^{ch}$ (mm)	$A_s^{CH}$ (cm <sup>2</sup> /m)
$M_1 =$ 7.370	0.026	0.987	2.55	0.20%	<b>8</b>	<b>180</b>	2.79
$M_2 =$ 5.315	0.023	0.988	2.04	0.17%	<b>8</b>	<b>180</b>	2.79
$M_I =$ -16.946	0.059	0.970	4.80	0.37%	<b>10</b>	<b>150</b>	5.24
$M_{II} =$ -12.263	0.043	0.978	3.44	0.26%	<b>10</b>	<b>200</b>	3.93

## 5.6. TÍNH TOÁN DÀM NẮP VÀ DÀM ĐÁY

### 5.6.1. Tải trọng

#### 5.6.1.1. Dầm nắp



Hình 5.11 – Sơ đồ truyền tải dầm nắp

- Tải do trọng lượng bản thân:

$$\text{DN1, DN2: } g_1 = (h_d - h_s) \times b \times \gamma \times n = (0.5 - 0.1) \times 0.2 \times 25 \times 1.1 = 2.2 \text{ kN/m}$$

$$\text{DN3, DN4: } g_2 = (h_d - h_s) \times b \times \gamma \times n = (0.4 - 0.1) \times 0.2 \times 25 \times 1.1 = 1.65 \text{ kN/m}$$

- Tải do bản nắp truyền vào:

DN1, DN3: Tải phân bố hình thang; DN2, DN4: Tải phân bố tam giác

$$\text{Tĩnh tải: } g = \frac{g_{bn} \times l_1}{2} = \frac{3.96 \times 4.25}{2} = 8.42 \text{ kN/m}$$

$$\text{Hoạt tải: } p = \frac{p_{bn} \times l_1}{2} = \frac{0.975 \times 4.25}{2} = 2.07 \text{ kN/m}$$

- Tải do tác dụng của gió lên dầm biên

$$\text{Tải trọng gió hút: } W_h = n \cdot W_0 \cdot k \cdot c \cdot B = 1.2 \times 0.83 \times 1 \times 0.6 \times \frac{1}{2} = 0.3 \text{ (kN/m)}$$

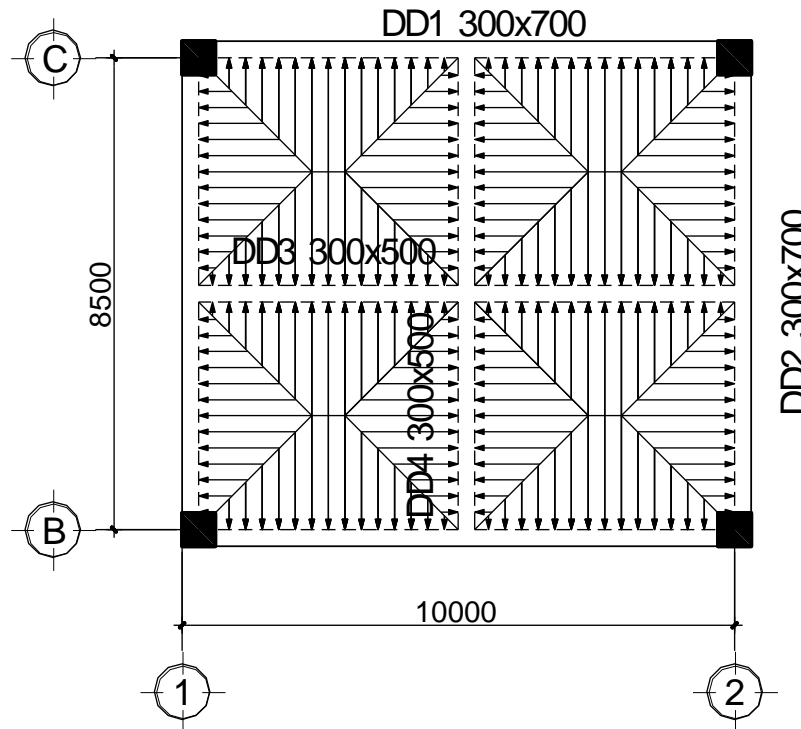
$$\text{Tải trọng gió đẩy: } W_d = n \cdot W_0 \cdot k \cdot c = 1.2 \times 0.83 \times 1 \times 0.8 \times \frac{1}{2} = 0.4 \text{ (kN/m)}$$

**Bảng 5.10** – Bảng tổng hợp tải trọng tác dụng lên dầm nắp

đơn vị: kN/m

Dầm nắp	Truyền tải bản nắp			TLBT	Tải gió vào dầm biên	
	Hình dạng tải	Tĩnh tải	Hoạt Tải		Gió đẩy	Gió hút
DN1	Hình thang	8.42	2.07	2.2	0.4	0.3
DN2	Tam giác	8.42	2.07	2.2		
DN3	Hình thang	16.84	4.14	1.65	-	-
DN4	Tam giác	16.84	4.14	1.65	-	-

**5.6.1.2. Dầm đáy**



**Hình 5.12** – Sơ đồ truyền tải dầm đáy

- Tải do trọng lượng bản thân:

$$DD1, DD2: g_1 = (h_d - h_s) \times b \times \gamma \times n = (0,7 - 0,15) \times 0,3 \times 25 \times 1,1 = 4.54 \text{ kN / m}$$

$$DD3, DD4: g_2 = (h_d - h_s) \times b \times \gamma \times n = (0,5 - 0,15) \times 0,3 \times 25 \times 1,1 = 2.89 \text{ kN / m}$$

- Tải do bản đáy truyền vào:

DD1, DD3: Tải phân bố hình thang

DD2, DD4: Tải phân bố tam giác

$$\text{Tĩnh tải: } g = \frac{g_{bd} \times l_1}{2} = \frac{6.16 \times 4.25}{2} = 13.09 \text{ kN / m}$$

$$\text{Hoạt tải: } p = \frac{p_{bd} \times l_1}{2} = \frac{18 \times 4.25}{2} = 23.38 \text{ kN / m}$$

- Tải do tác dụng của gió:

Để đơn giản và thiên về an toàn, sinh viên lấy hệ số độ cao khi tính gió tác dụng vào dầm đáy bằng với hệ số độ cao tại cao trình nắp bể.

Tải trọng gió hút:  $W_h = 0.3(kN / m)$

Tải trọng gió đẩy:  $W_d = 0.4 (kN / m)$

- Tải do trọng lượng bản thành:  $q_{bt} = g.l.b = 3.69 \times 1 \times 1 = 3.69 (kN)$

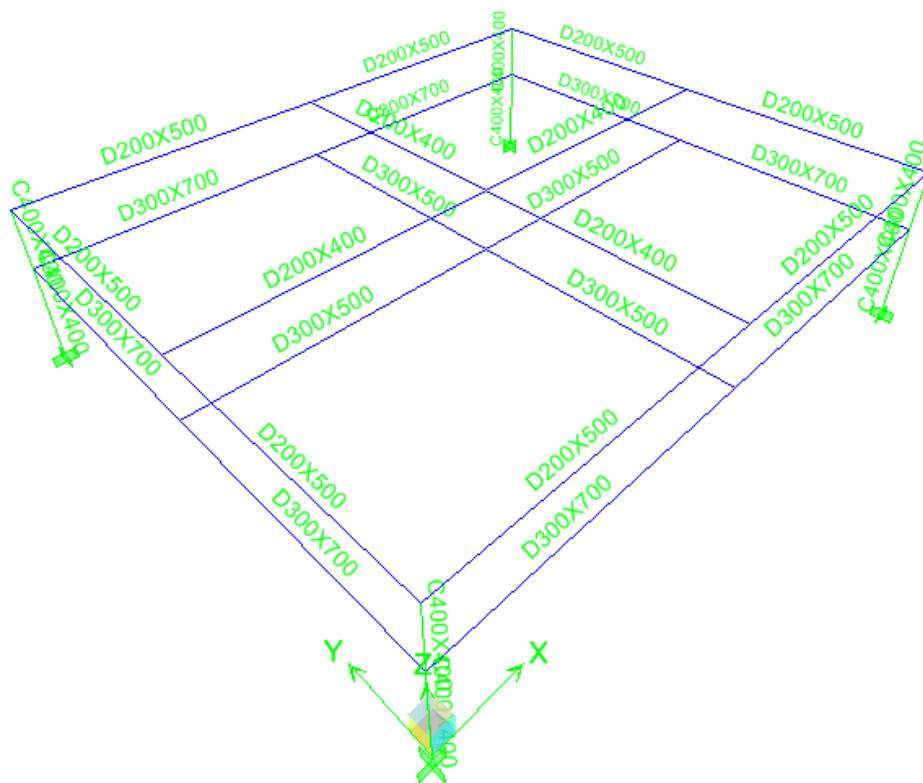
**Bảng 5.11** – Bảng tổng hợp tải trọng tác dụng lên dầm nắp

đơn vị: kN/m

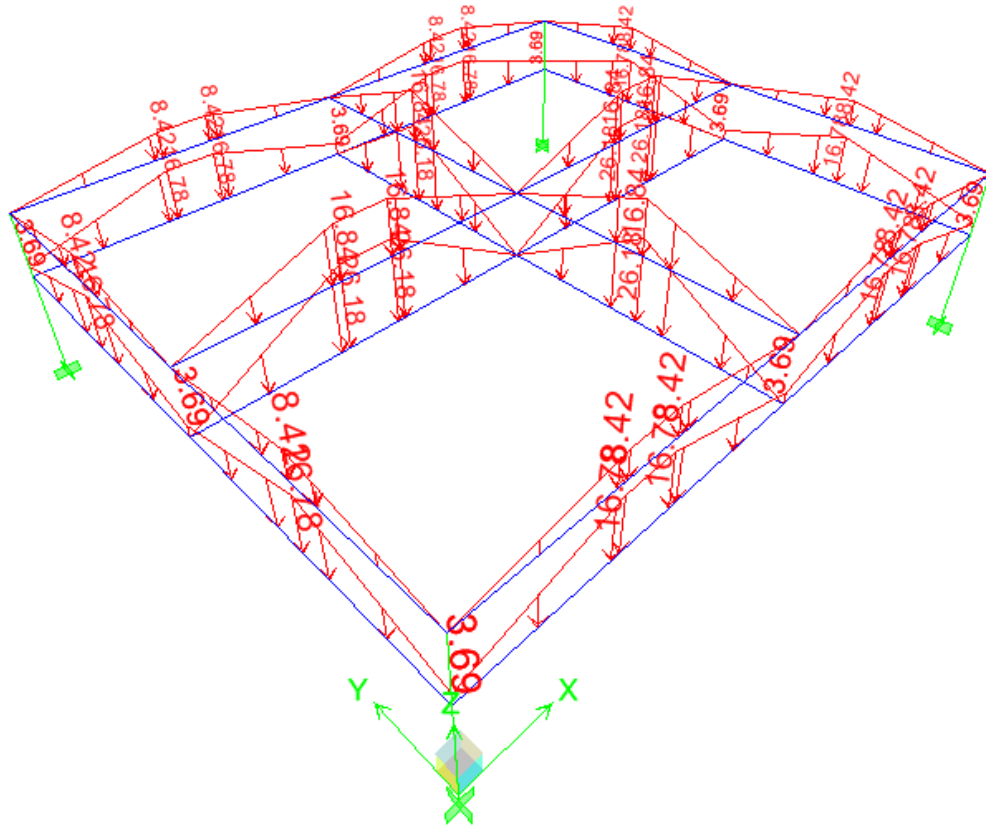
Dầm đáy	Truyền tải bản đáy			TLBT	Tải gió vào dầm biên		TLBT bản thành
	Hình dạng tải	Tĩnh tải	Hoạt Tải		Gió đẩy	Gió hút	
DD1	Hình thang	13.09	23.38	4.54	0.4	0.3	3.69
DD2	Tam giác	13.09	23.38	4.54			
DD3	Hình thang	26.18	46.76	2.89	-	-	-
DD4	Tam giác	26.18	46.76	2.89	-	-	-

**5.6.2. Sơ đồ tính**

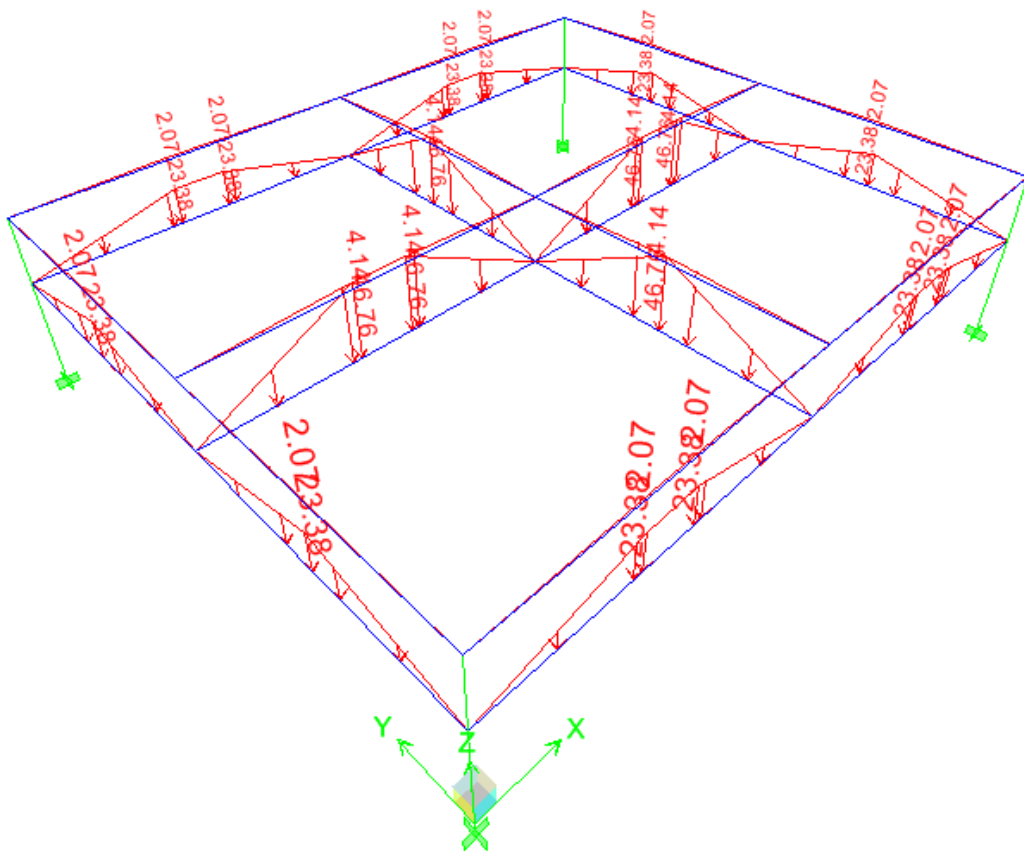
Trong thực tế các hệ dầm này làm việc đồng thời với nhau nên sinh viên giải bài toán hệ dầm làm việc không gian bằng cách mô hình hệ khung bằng phần mềm Etabs 9.7.1 (mô hình không gian).



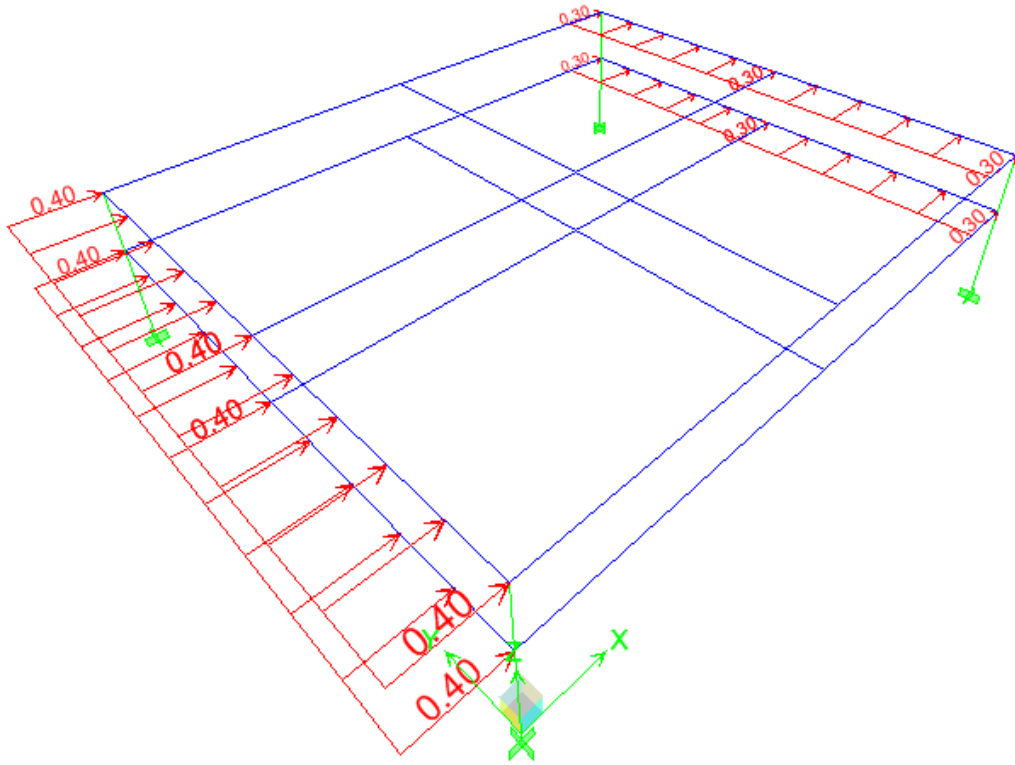
**Hình 5.13** – Mô hình khung bể nước mái



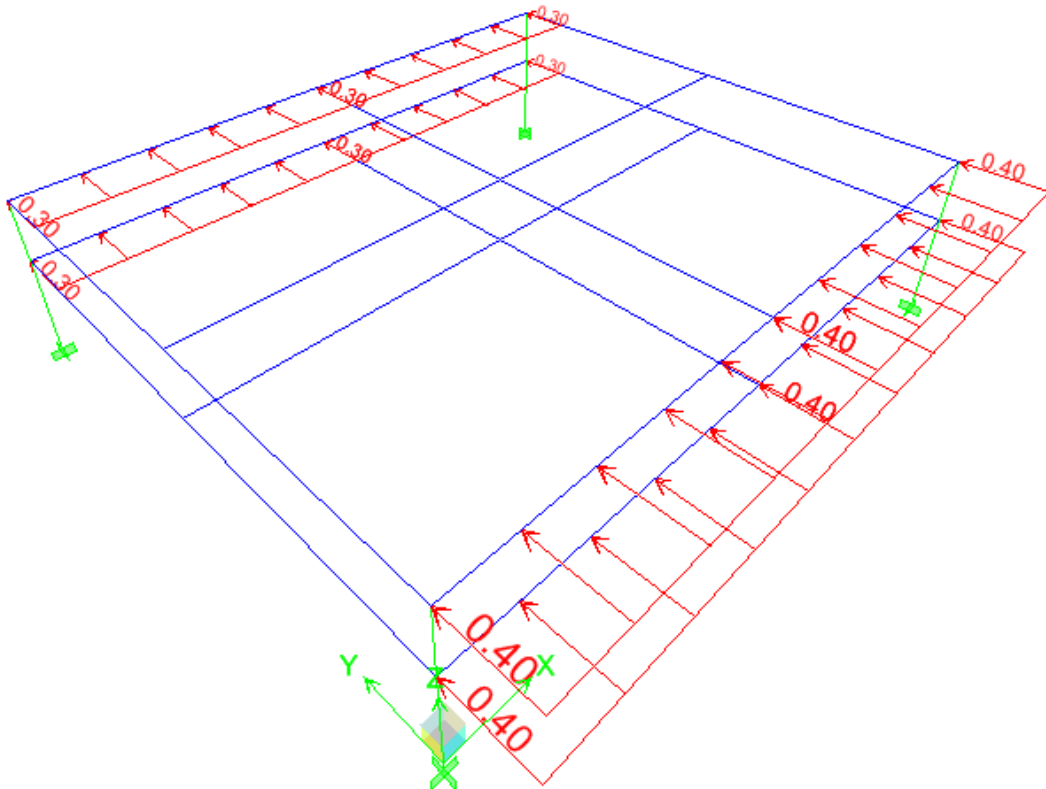
Hình 5.14 – Tĩnh tải do bản nắp và bản đáy truyền vào



Hình 5.15 – Hoạt tải do bản nắp và bản đáy truyền vào



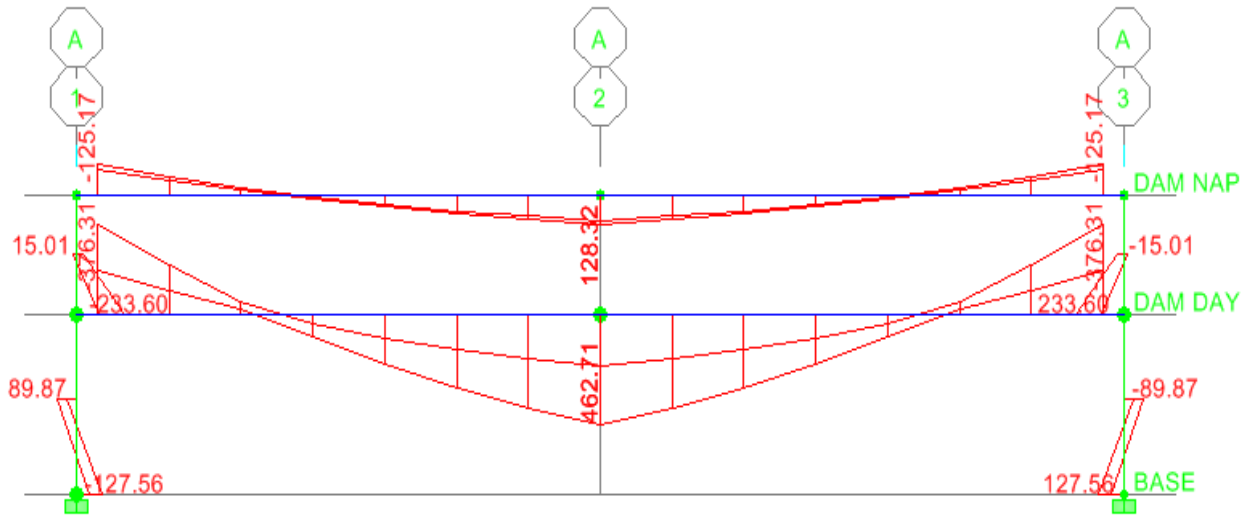
Hình 5.16 – Tải gió theo phương X



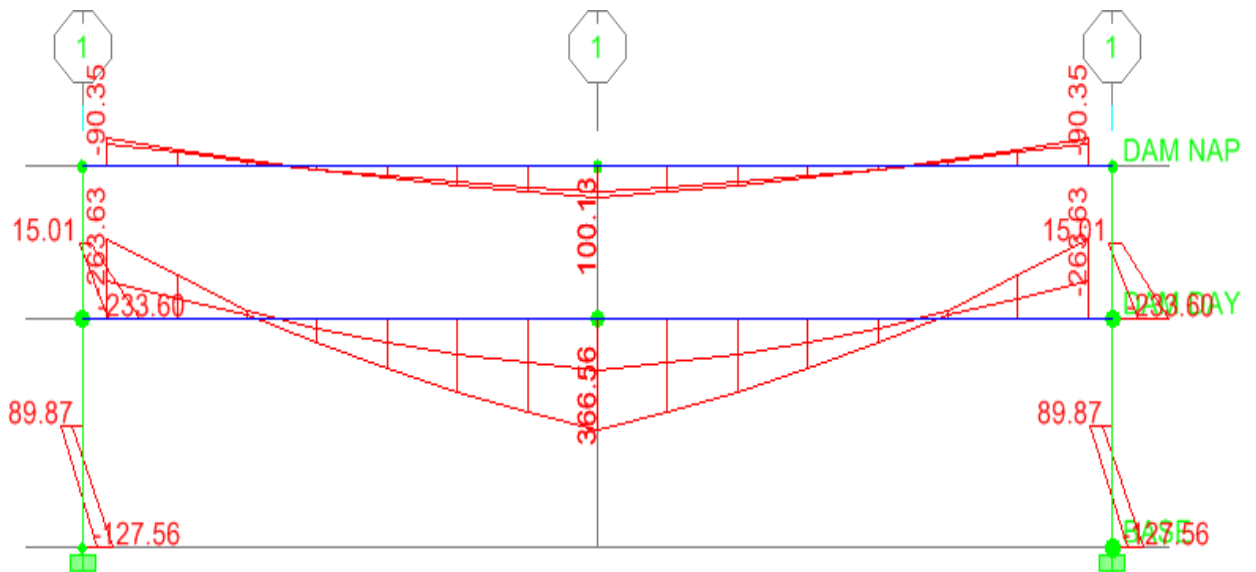
Hình 5.17 – Tải gió theo phương Y

5.6.3. Nội lực

5.6.3.1. Monment

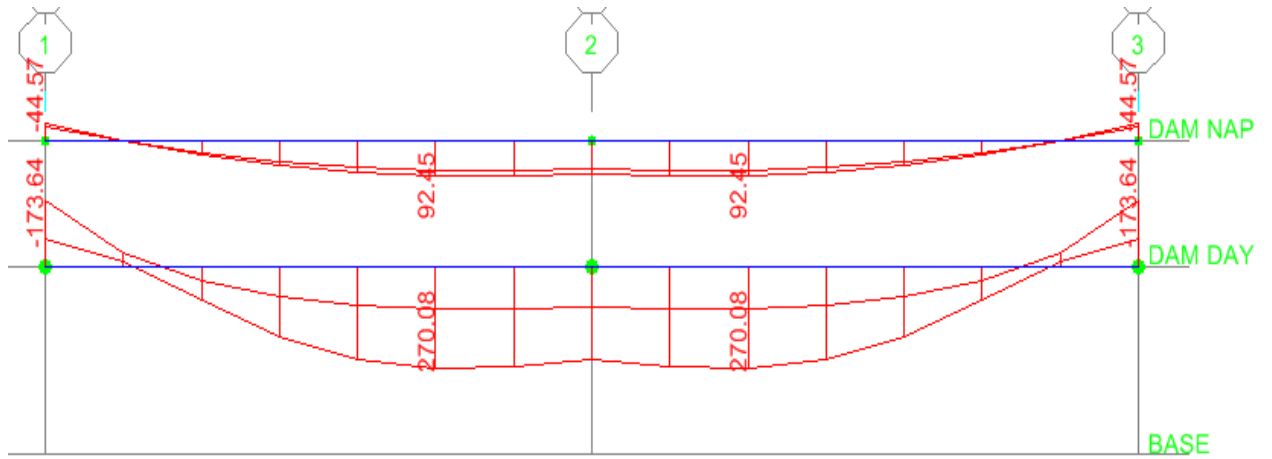


Hình 5.18 – Moment DN1 và DD1

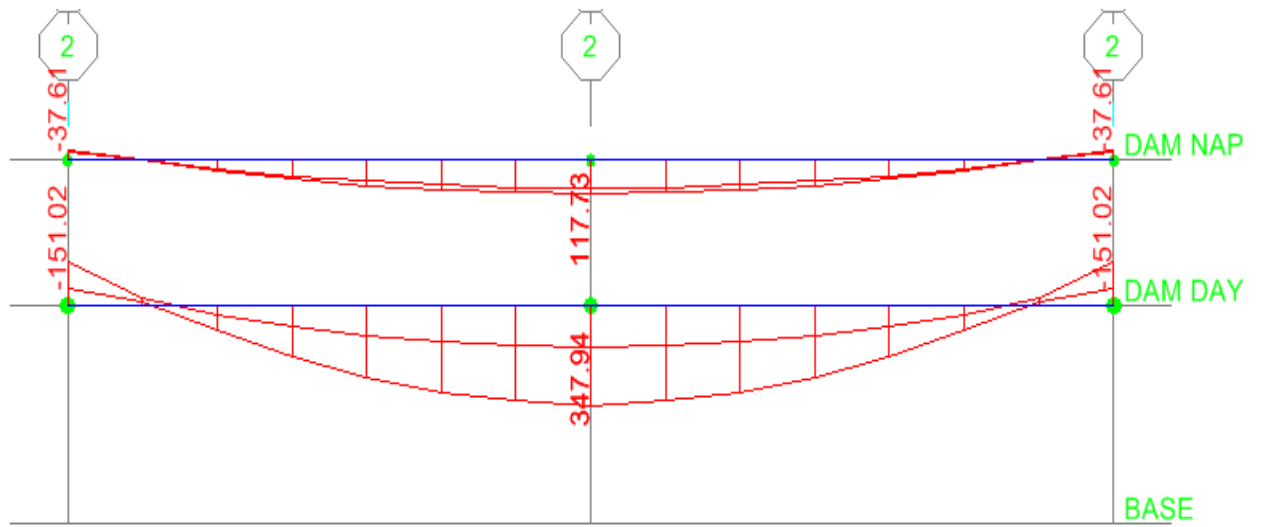


Hình 5.19 – Moment DN2 và DD2



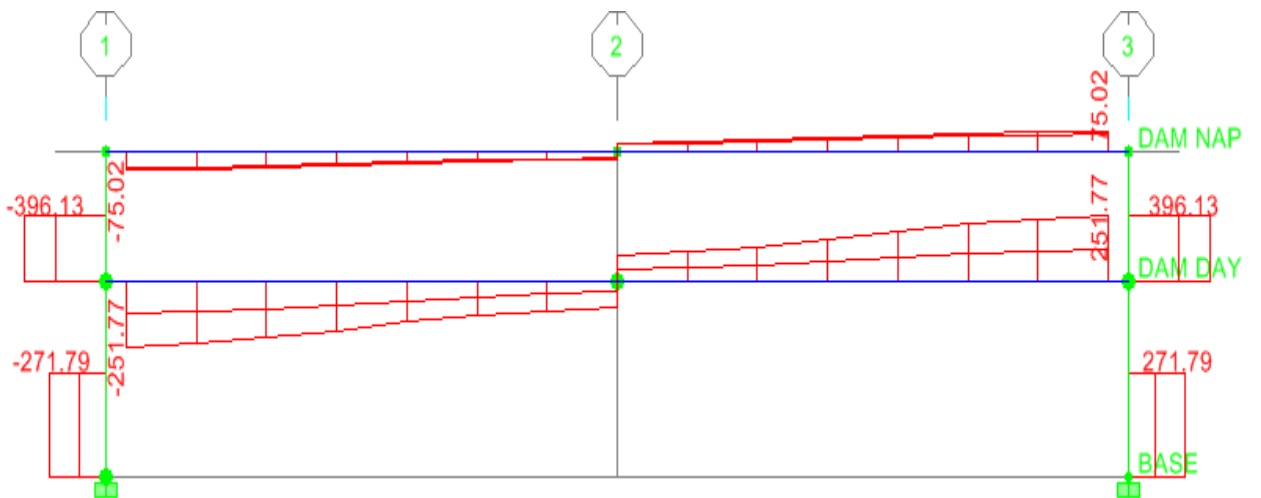


Hình 5.20 – Moment DN3 và DD3

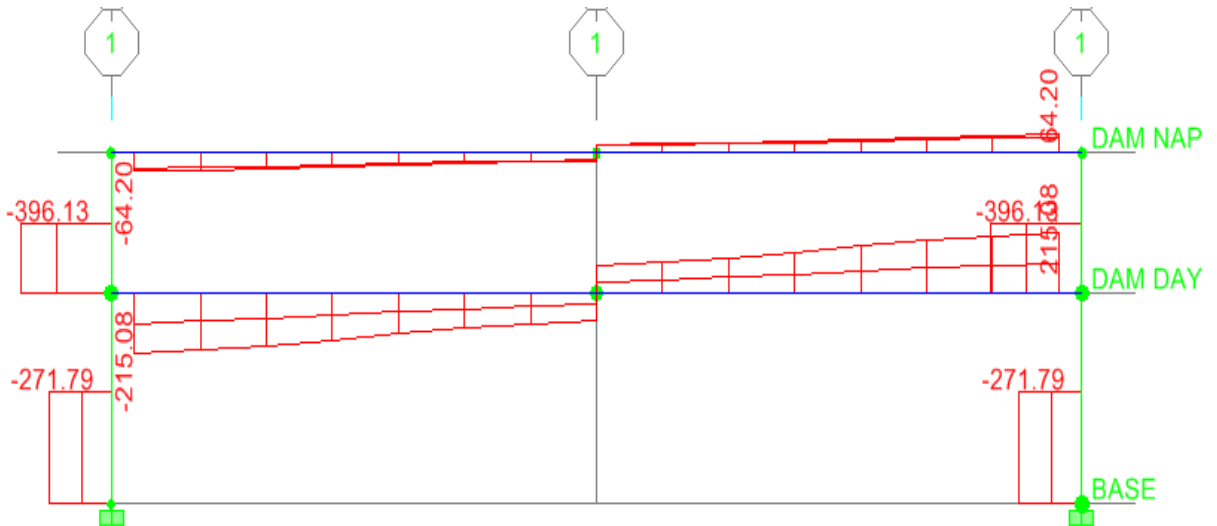


Hình 5.21 – Moment DN4 và DD4

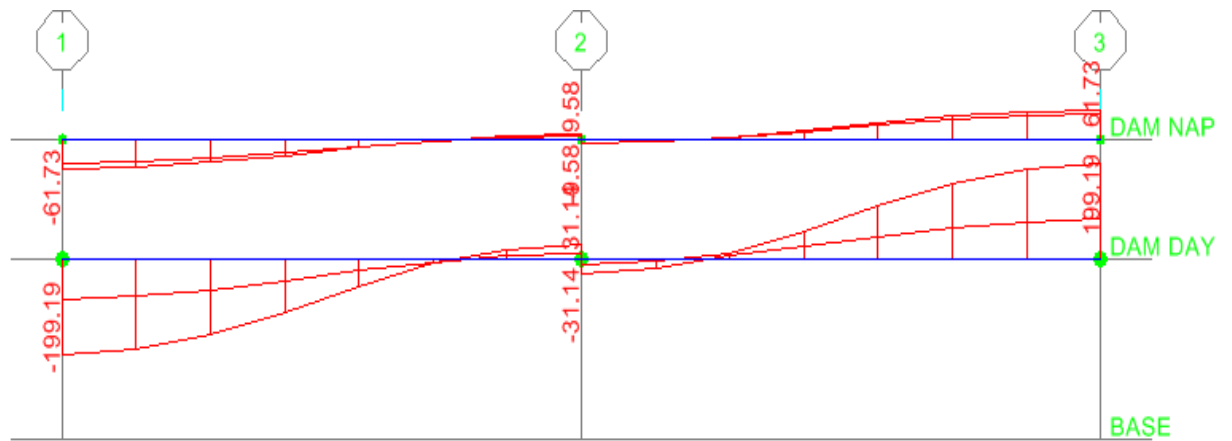
5.6.3.2. Lực cắt



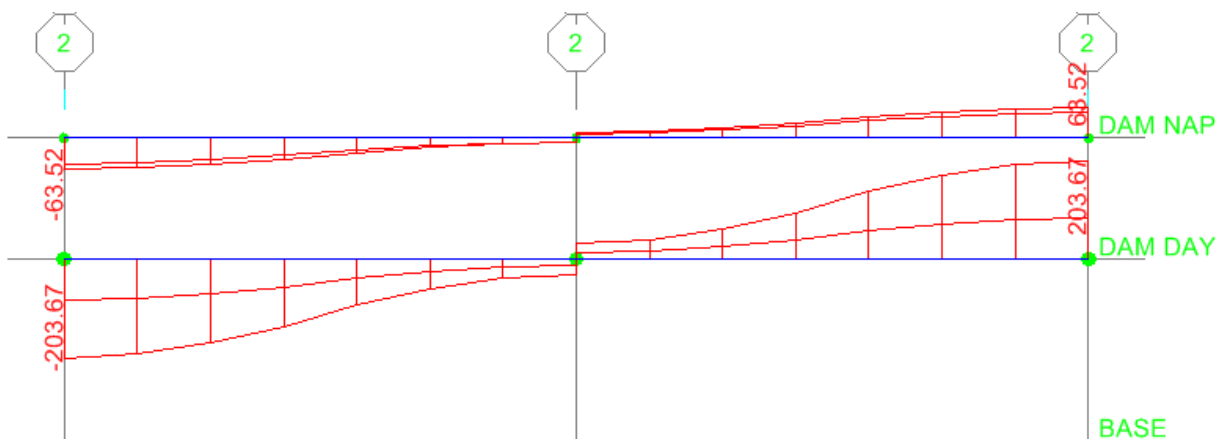
Hình 5.22 – Lực cắt DN1 và DD1



Hình 5.23 – Lực cắt DN2 và DD2



Hình 5.24 – Lực cắt DN3 và DD3



Hình 5.25 – Lực cắt DN4 và DD4

**5.6.4. Tính thép**

Tính toán cốt thép dọc và thép đai căn cứ trên TCVN 5574:2012

**5.6.4.1. Thép dọc**

Chọn a=70mm (2 lớp thép)

$$\mu_{\min} = 0.05\%; \mu_{\max} = 2.70\%$$

$$\alpha_m = \frac{M_n}{\gamma_b R_b b h_o^2} \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \quad A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_o}{\gamma_s R_s} \quad \mu = \frac{A_s}{b h_o} \times 100$$

**Bảng 5.12 – Kết quả tính thép**

Tên dầm	Vị trí mặt cắt	M <sub>max</sub> (kNm)	b (mm)	h (mm)	a = a' (mm)	h <sub>0</sub> (mm)	a <sub>m</sub>	ξ	C.thép tính A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Chọn thép	C.thép chọn A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	μ <sub>tt</sub> (%)
DN1	GỒI	125.17	200	500	70	430.0	0.199	0.224	8.98	2 Ø 16 + 2 Ø 18	9.11	1.04
	NHỊP	128.32	200	500	70	430.0	0.204	0.231	9.24	2 Ø 16 + 2 Ø 18	9.11	1.07
DN2	GỒI	90.35	200	500	70	430.0	0.144	0.156	6.24	2 Ø 16 + 2 Ø 18	9.11	0.73
	NHỊP	100.13	200	500	70	430.0	0.159	0.175	6.99	2 Ø 16 + 2 Ø 18	9.11	0.81
DN3	GỒI	44.57	200	400	70	330.0	0.120	0.129	3.95	2 Ø 16	4.02	0.60
	NHỊP	92.45	200	400	70	330.0	0.250	0.292	8.99	2 Ø 18 + 2 Ø 22	12.69	1.36
DN4	GỒI	37.61	200	400	70	330.0	0.102	0.107	3.30	2 Ø 16	4.02	0.50
	NHỊP	117.73	200	400	70	330.0	0.318	0.397	12.19	2 Ø 18 + 2 Ø 22	12.69	1.85
DD1	GỒI	376.41	300	700	70	630.0	0.186	0.207	18.26	3 Ø 20 + 2 Ø 25	19.24	0.97
	NHỊP	462.71	300	700	70	630.0	0.229	0.263	23.17	3 Ø 20 + 3 Ø 25	24.15	1.23
DD2	GỒI	263.63	300	700	70	630.0	0.130	0.140	12.33	3 Ø 18 + 2 Ø 20	13.92	0.65
	NHỊP	366.56	300	700	70	630.0	0.181	0.201	17.73	3 Ø 18 + 3 Ø 22	19.04	0.94
DD3	GỒI	173.64	300	500	70	430.0	0.184	0.205	12.33	3 Ø 18 + 2 Ø 20	13.92	0.96
	NHỊP	270.08	300	500	70	430.0	0.286	0.346	20.81	3 Ø 18 + 3 Ø 25	22.36	1.61
DD4	GỒI	151.02	300	500	70	430.0	0.160	0.176	10.55	3 Ø 18 + 2 Ø 20	13.92	0.82
	NHỊP	347.94	300	500	70	430.0	0.369	0.488	29.33	3 Ø 22 + 3 Ø 28	29.88	2.27

**5.6.4.2. Thép đai** (Căn cứ vào TCVN 5574:2012 mục 6.3.2)

- Kiểm tra khả năng chịu cắt của bê tông:  $Q < \varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_o$  đặt cầu tạo, ngược lại tính cốt đai

- Xác định bước đai:  $s_{tt} = R_{sw} \cdot n \cdot \pi \cdot d_{sw}^2 \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_n)\gamma_b \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2}{Q^2}$ ;  $s_{max} = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)\gamma_b \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2}{Q}$

- Xác định bước đai cầu tạo:

Trong đoạn dầm có lực cắt lớn  $\frac{1}{4} L$ :

khi  $h \leq 450, s_{ct} = \min(h / 2; 150)$

khi  $h > 450, s_{ct} = \min(h / 3; 300)$

Trong đoạn dầm còn lại  $\frac{1}{2} L$ :

khi  $h > 300, s_{ct} = \min(3h / 4; 500)$

khi  $h < 300$  nếu tính toán không cần đến cốt đai thì có thể không đặt

⇒ Chọn bước đai thiết kế  $u \leq \min(s_{ct}, s_{tt}, s_{max})$  và lấy chẵn đến cm cho dễ thi công

- Kiểm tra điều kiện ứng suất nén chính:  $Q \leq 0.3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_bbh_o$

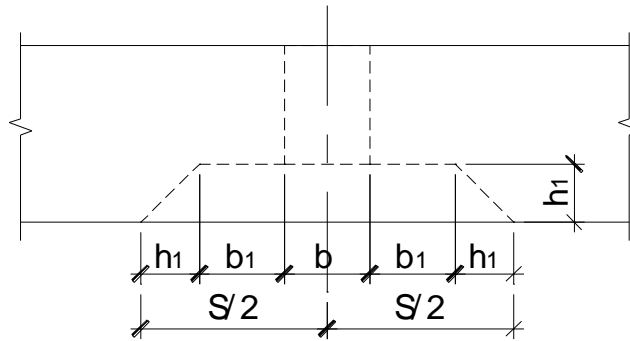
**Bảng 5.13 – Kết quả tính thép đai**

Tên dầm	Q <sub>max</sub> (kN)	Kiểm tra khả năng chịu cắt của bê tông	Bước cốt đai				Bố trí cốt đai		φ <sub>w1</sub>	φ <sub>b1</sub>	K.tr điều kiện phá hoại theo ứng suất nén chính
			S <sub>tt</sub> (mm)	S <sub>max</sub> (mm)	S <sub>ct</sub> (mm)	S <sub>chọn</sub> (mm)	1/4L	1/2L			
DN1	75.02	Tính đai chịu cắt	1089	871	167	150	Ø8 a150	Ø8 a250	1.12	0.86	Thỏa
DN2	64.20	Tính đai chịu cắt	1487	1017	167	150	Ø8 a150	Ø8 a250	1.12	0.86	Thỏa
DN3	61.73	Tính đai chịu cắt	1008	663	150	150	Ø8 a150	Ø8 a250	1.12	0.86	Thỏa
DN4	63.52	Tính đai chịu cắt	952	644	150	150	Ø8 a150	Ø8 a250	1.12	0.86	Thỏa
DD1	251.77	Tính đai chịu cắt	291	781	233	200	Ø8 a200	Ø8 a500	1.06	0.86	Thỏa
DD2	215.08	Tính đai chịu cắt	399	914	233	200	Ø8 a200	Ø8 a500	1.06	0.86	Thỏa
DD3	199.19	Tính đai chịu cắt	338	718	200	200	Ø8 a200	Ø8 a500	1.06	0.86	Thỏa
DD4	203.67	Tính đai chịu cắt	324	702	200	200	Ø8 a200	Ø8 a500	1.06	0.86	Thỏa

### 5.6.4.3. Cốt treo

Hệ dầm trục giao DN3, DN4 và DD3, DD4 (dầm phụ) được gác trực tiếp lên hệ dầm chính DN1, DN2 và DD1, DD2 nên tại chỗ này xuất hiện một lực tập trung khá lớn từ dầm phụ truyền vào dầm chính nên phải bố trí cốt treo để tránh sự phá hoại cục bộ.

Theo sách **Cấu tạo BTCT – Bộ xây dựng**, gia cường cốt treo như sau :



**Hình 5.26** – Bố trí cốt treo trường hợp 2 dầm kích thước khác nhau

Diện tích cốt treo được đặt trong khoảng  $S = 3b + 2h_1$

- Hệ dầm nắp

$$\text{Diện tích cốt thép } F_{tr} = \frac{P_1}{R_s} = \frac{63.52 \times 10^3}{175} = 368 \text{ mm}^2$$

$$\text{Số đai gia cường } N_{dgc} = \frac{F_{tr}}{n f_d} = \frac{368}{2 \times 28.27} = 6.5$$

Chọn 8 đai  $\phi 6a50$  ( $F_{tr} = 452.39 \text{ mm}^2$ ) bố trí mỗi bên 4 đai trong DN1, DN2

Đoạn cần đặt cốt treo  $S = 3b + 2(h_{dc} - h_{dp}) = 3 \times 200 + 2(500 - 400) = 800 \text{ mm}$

- Hệ dầm đáy

$$\text{Diện tích cốt thép } F_{tr} = \frac{P_3}{R_s} = \frac{203.67 \times 10^3}{175} = 1164 \text{ mm}^2$$

$$\text{Số đai gia cường } N_{dgc} = \frac{F_{tr}}{n f_d} = \frac{1164}{2 \times 50.27} = 12$$

Chọn 12 đai  $\phi 8a50$  ( $F_{tr} = 1200 \text{ mm}^2$ ) bố trí mỗi bên 6 đai trong DD1, DD2

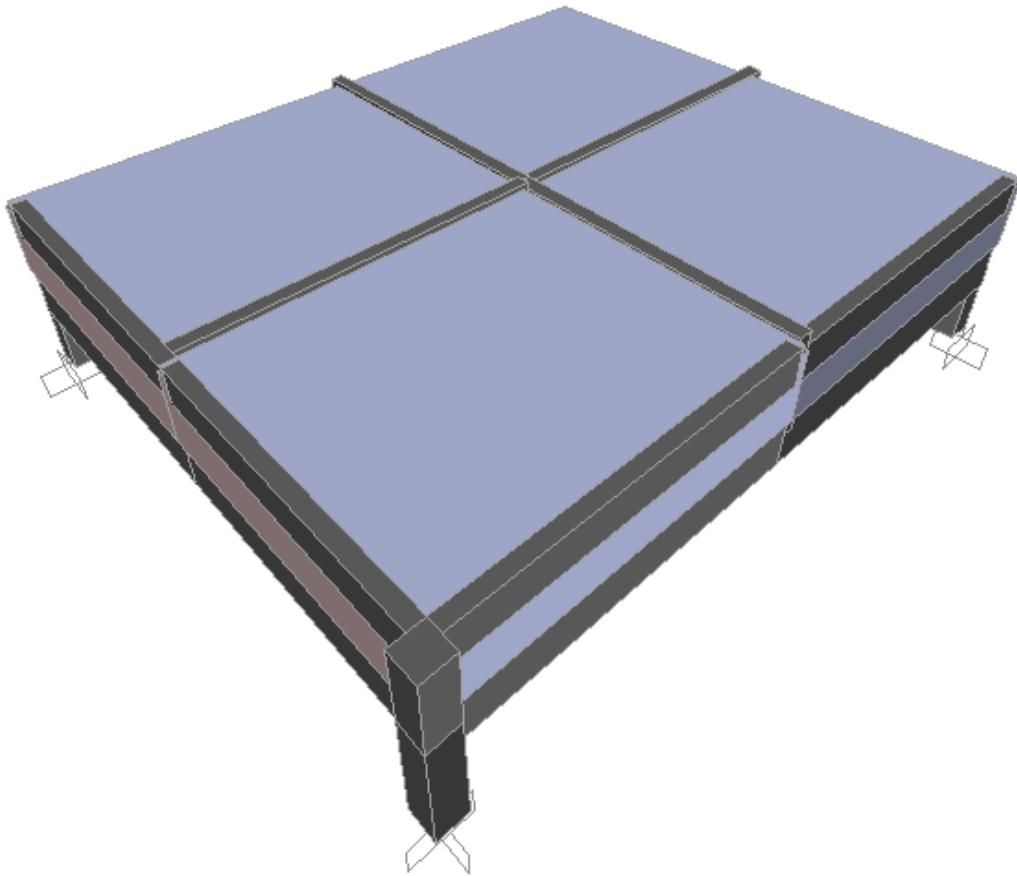
Đoạn cần đặt cốt treo  $S = b + 2(h_{dc} - h_{dp}) = 3 \times 300 + 2(700 - 500) = 1300$

## 5.7. KIỂM TRA DẦM BỀ NƯỚC MÁI BẰNG MÔ HÌNH 3D

### 5.7.1. Mô hình

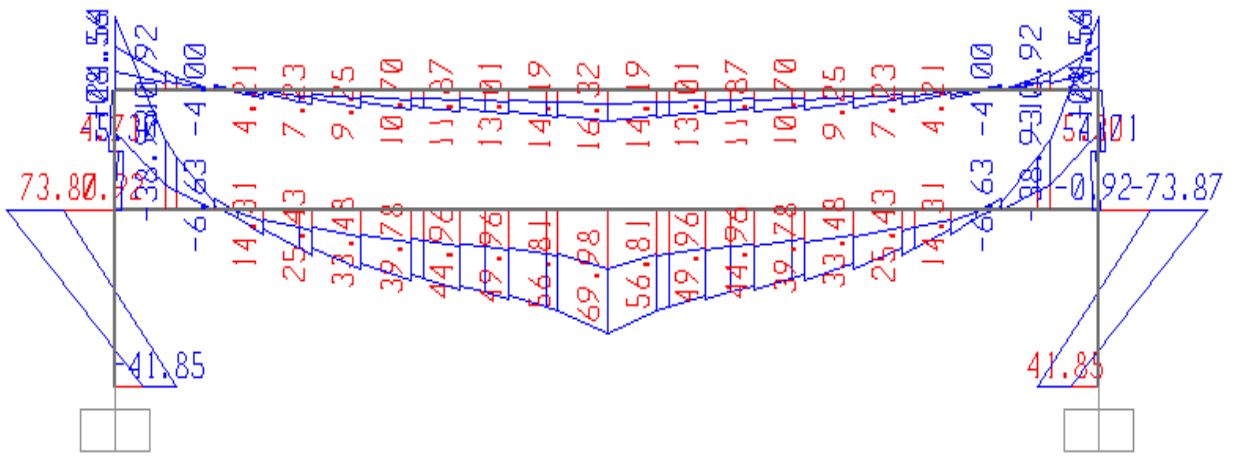
Mô hình khung ở trên chỉ kể đến sự tương tác của hệ khung mà không kể đến tương tác của bản nắp, bản đáy, bản thành khi chịu lực. Chính vì vậy, cần phải mô hình 3D để kiểm tra.

Việc mô hình 3D nhằm mục đích xem thử phương pháp sơ đồ hóa hệ khung đơn giản như vậy chênh lệch nội lực như thế nào so với khi kể đến sự làm việc đầy đủ nhất của các bộ phận bề nước mái trong mô hình 3D. Từ đó, rút ra kinh nghiệm, tùy trường hợp vận dụng và điều chỉnh cho phù hợp với thực hành thực tế sau này.

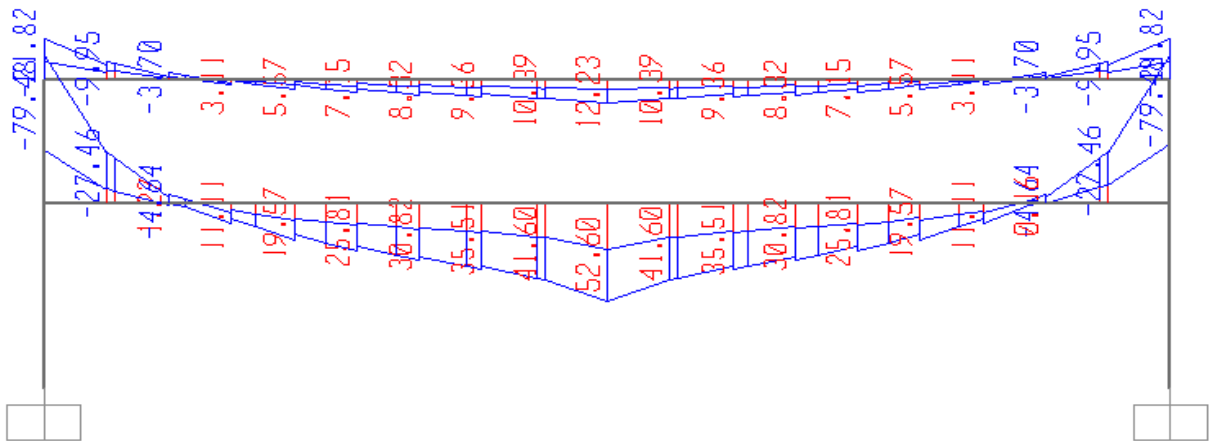


**Hình 5.27** – Mô hình Sap2000

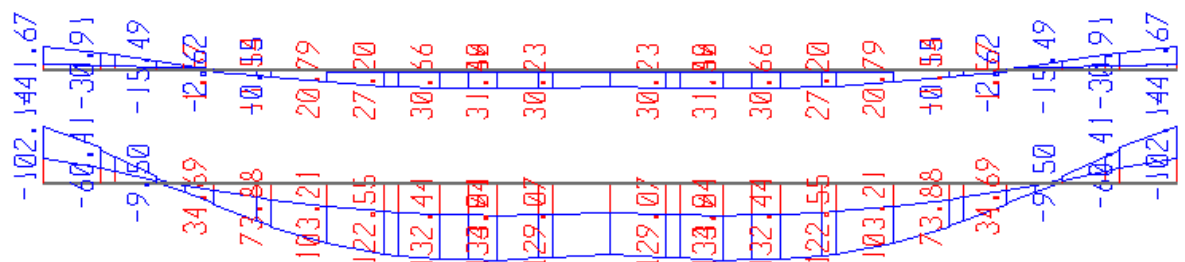
5.7.2. Nội lục



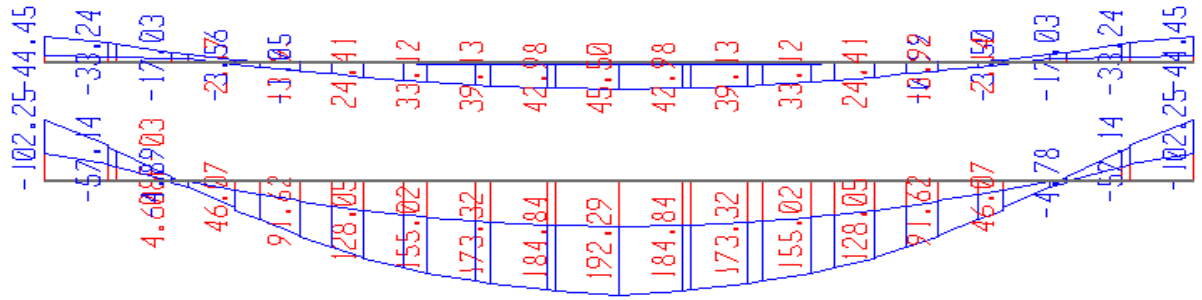
Hình 5.28 – M33 DN1 và DD1



Hình 5.29 – M33 DN2 và DD2



Hình 5.30 – M33 DN3 và DD3



Hình 5.31 – M33 DN4 và DD4

5.7.3. So sánh

Bảng 5.14 – So sánh nội lực

Đơn vị: kN.m

Cấu kiện	Moment	Sơ đồ hóa	So sánh	Mô hình 3D	Chênh lệch (%)
DN1	Gối	125.17	>	24.54	80.39
	Nhịp	128.32	>	16.32	87.28
DN2	Gối	90.35	>	21.82	75.85
	Nhịp	100.13	>	12.23	87.79
DN3	Gối	44.57	>	41.68	6.48
	Nhịp	92.45	>	31.50	65.93
DN4	Gối	37.61	>	34.45	8.40
	Nhịp	117.73	>	45.50	61.35
DD1	Gối	376.41	>	108.56	71.16
	Nhịp	462.71	>	69.98	84.88
DD2	Gối	263.63	>	79.48	69.85
	Nhịp	366.56	>	52.60	85.65
DD3	Gối	173.64	>	102.14	41.18
	Nhịp	270.08	>	134.04	50.37
DD4	Gối	151.02	>	102.25	32.29
	Nhịp	347.94	>	192.29	44.73



**Kết luận :**

Moment tính toán bằng mô hình khung không gian lớn hơn nhiều so với mô hình 3D. Nguyên nhân là do phương pháp mô hình khung không kể đến sự làm việc của bản nắp, bản đáy trong việc tăng độ cứng hệ khung, chịu môment xoắn ; bản thành trong việc chịu tải từ bản nắp truyền xuống, giảm độ võng cho dầm đáy.

Như vậy, tính theo phương pháp chỉ mô hình hệ khung thì dư nhiều so với mô hình 3D. Tuy nhiên, vì bể nước mái là kết cấu phụ, chiếm tỷ trọng nhỏ so với toàn bộ công trình nên thiên về an toàn tính toán và bố trí thép theo phương pháp mô hình khung không gian.

**5.8. KIỂM TRA VÕNG VÀ NÚT**

**5.8.1. Kiểm tra độ võng bản đáy**

Kiểm tra độ võng cho ô bản đáy có kích thước  $L_1 \times L_2 = 4.25 \times 5$  (m)

Tính toán và kiểm tra độ võng sàn theo điều kiện cho phép nứt.

Cắt 1 dải bản rộng 1 đơn vị và coi bản làm việc như 1 dầm đơn giản với hai đầu ngàm chịu tải trọng phân bố đều. Theo tiêu chuẩn TCXDVN 5574:2012 độ võng được tính toán như sau:

Độ võng toàn phần:  $f = f_1 - f_2 + f_3$

+  $f_1$  độ võng do tác dụng ngắn hạn của tải trọng toàn phần

+  $f_2$  độ võng do tác dụng ngắn hạn của tải dài hạn

+  $f_3$  độ võng do tác dụng dài hạn của tải dài hạn

Điều kiện kiểm tra độ võng  $f < [f]$  ( $[f]$  là độ võng giới hạn)

**Bảng 5.15 – Kết quả kiểm tra độ võng**

STT	Thông số tính toán	Độ võng ngắn hạn của toàn bộ tải trọng (f1)	Độ võng ngắn hạn của tải dài hạn (f2)	Độ võng dài hạn của tải dài hạn (f3)
1	Rb.ser (MPa)	22	22	22
2	Rbt (Mpa)	1.2	1.2	1.2
3	Rs (Mpa)	280	280	280
4	Rsc (Mpa)	225	225	225
5	Eb (Mpa)	32500	32500	32500
6	Es (Mpa)	210000	210000	210000
7	b (mm)	1000	1000	1000
8	h (mm)	150	150	150
9	a' (mm)	24	24	24

STT	Thông số tính toán	Độ võng ngắn hạn của toàn bộ tải trọng (f1)	Độ võng ngắn hạn của tải dài hạn (f2)	Độ võng dài hạn của tải dài hạn (f3)
10	ho (mm)	126	126	126
11	l (mm)	4250	4250	4250
12	Ab (mm <sup>2</sup> )	13360.77	13360.77	13360.77
13	As (mm <sup>2</sup> )	279	279	279
14	qc (kN/m)	9.8	9.8	9.8
15	M (kN.m/m)	6.41	6.41	6.41
16	β	1.8	1.8	1.8
17	δ	0.02	0.02	0.02
18	λ	0	0	0
19	α	6.46E+00	6.46E+00	6.46E+00
20	μ	0.0022	0.0022	0.0022
21	ξ	0.11	0.11	0.11
22	φf	0	0	0
23	Zi (mm)	119.32	119.32	119.32
24	S	0.6	0.6	0.8
25	θ	0.85	0.85	0.9
26	αa	0.03	0.03	0.03
27	ψs	0.61	0.61	0.80
28	ψb	0.9	0.9	0.9
29	v	0.45	0.45	0.15
30	Bi	1.00E+12	1.00E+12	5.46E+11
31	fi (mm)	7.20	7.20	13.25
<b>ĐỘ VÕNG TÍNH TOÁN f= f1- f2 + f3</b>				<b>13.25</b>

Độ võng bản đáy:  $f = 13.25 \text{ mm} < [f] = \frac{1}{200} = \frac{4250}{200} = 21.25 \text{ mm}$

⇒ Vậy bản đáy thỏa độ võng cho phép.

### 5.8.1.1. Kiểm tra nứt bản đáy và bản thành

Do hồ nước là kết cấu chứa chất lỏng nên không được phép nứt hay cho phép nứt trong phạm vi giới hạn. Nên ngoài thiết kế theo độ bền và khả năng chịu lực còn phải kiểm tra khe nứt của kết cấu.

Theo qui định về cấp chống nứt và bề rộng khe nứt giới hạn thì bề nước mái sẽ có cấp chống nứt là cấp 3 và bề rộng khe nứt giới hạn là:  $[a_n] = 0.2 \text{ mm}$ .

Thành và đáy bể được tính theo cấu kiện chịu uốn. Vết nứt được tính theo sự hình thành vết nứt thẳng góc với trục dọc cấu kiện.

Theo TCVN 356:2005 mục 7.1.2; bề rộng khe nứt được xác định theo công thức:

$$a_{crc} = \delta \cdot \varphi_1 \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_a}{E_a} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100\mu) \cdot \sqrt{d}$$

**Để kiểm tra mở rộng vết nứt của bản đáy và bản thành, sinh viên tính toán sự mở rộng vết nứt ngắn hạn và kiểm tra với điều kiện khống chế của vết nứt dài hạn. Như vậy, nếu kiểm tra thỏa điều kiện mở rộng vết nứt ngắn hạn thì sẽ thỏa luôn điều kiện mở rộng vết nứt dài hạn.**

**Bảng 5.16 – Kết quả kiểm tra nứt**

THÔNG SỐ	BẢN ĐÁY				BẢN THÀNH	
	Cạnh ngắn l <sub>1</sub>		Cạnh dài l <sub>2</sub>		Cạnh ngắn l <sub>1</sub>	
	Nhịp	Gối	Nhịp	Gối	Nhịp	Gối
Rb.ser (Mpa)	22	22	22	22	22	22
Rs (Mpa)	280	280	280	280	225	225
Eb (Mpa)	32500	32500	32500	32500	32500	32500
Es (Mpa)	210000	210000	210000	210000	210000	210000
b (mm)	1000	1000	1000	1000	1000	1000
h (mm)	150	150	150	150	100	100
a' (mm)	24	24	32	32	20	20
ho (mm)	126	126	118	118	80	80
Ab (mm <sup>2</sup> )	126000	126000	118000	118000	80000	80000
As (mm <sup>2</sup> /m)	279	524	279	524	335	335
M (N.m/m)	6409.00	14736.00	4622.00	10663.00	1339.00	1339.00
δ	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
φ <sub>l</sub>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
d (mm)	8.00	10.00	8.00	10.00	8.00	8.00
η	1.30	1.00	1.30	1.00	1.30	1.30
μ	0.0022	0.0042	0.0024	0.0044	0.0042	0.0042
β	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80
δ'	0.02	0.04	0.02	0.03	0.01	0.01
φ <sub>f</sub>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
λ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
α	6.46	6.46	6.46	6.46	6.46	6.46
v	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
ξ	0.11	0.16	0.11	0.17	0.18	0.18
z	119.32	116.01	111.33	107.99	72.95	72.95
σ <sub>s</sub> (Mpa)	192.52	242.41	148.81	188.44	54.79	54.79
a <sub>crc</sub> (mm)	0.1563	0.1534	0.1203	0.1182	0.0418	0.0418
[a]=0.2mm	<b>THỎA</b>	<b>THỎA</b>	<b>THỎA</b>	<b>THỎA</b>	<b>THỎA</b>	<b>THỎA</b>

## 5.9. TÍNH TOÁN CỘT BỂ NƯỚC

### 5.9.1. Một số lưu ý trong quan niệm tính

#### 5.9.1.1. Lập luận liên kết khớp cho hệ chịu lực của hồ nước với hệ chịu lực phía dưới

Hồ nước được đặt trên sân thượng. Toàn bộ hệ trên được liên kết với hệ kết cấu bên dưới là liên kết khớp (nút khớp) nhằm làm giảm bớt khối lượng dao động.

#### 5.9.1.2. Việc mở rộng nút cứng dưới cột

Việc các cột của hồ nước mái ta có mở rộng ra cấu tạo như móng nhằm các mục đích cơ bản như:

- Làm giảm tối thiểu (hay khử bớt) mômen từ hệ khung trên truyền xuống tầng dưới.
- Cấu tạo nút cứng ngay dưới chân cột để đảm bảo quan niệm hệ khung ngàm (khi tính toán cục bộ cho hồ nước, không xét đến hệ kết cấu các tầng dưới gây ảnh hưởng lên hồ nước)

### 5.9.2. Tính toán thép cột

Cột bể nước mái là cấu kiện chịu nén lệch tâm. Chọn tiết diện cột 400x400, tính toán cột lệch tâm xiên bằng phương pháp quy về bài toán lệch tâm phẳng tương đương.

Tổ hợp nội lực tính toán là:  $N^{\max} = 622.84 \text{ kN}$ ,  $M_x^{\text{tu}} = 127.56 \text{ kN.m}$ ,  $M_y^{\text{tu}} = 92.33 \text{ kN.m}$

Dựa vào kết quả tính toán bên dưới  $\Rightarrow$  chọn chọn thép cột bể nước mái rải đều theo chu vi là **8Φ20 ( $A_s = 2513 \text{ mm}^2$ )**

- Kiểm tra điều kiện:  $0.5 \leq \frac{C_x}{C} \leq 2$ ; ( $C_x$ : chiều cao cột,  $C_y$ : bề rộng cột)
- Xét ảnh hưởng uốn dọc theo phương X: Nếu  $\lambda_x \leq 28 \rightarrow \eta_x = 1$  (bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc)

$$l_{ox} = \psi_x \cdot l \quad e_{ax} = \max\left(\frac{l_{ox}}{600}; \frac{C_x}{300}\right) \quad e_{1x} = \frac{M_x}{N} \quad e_{ox} = \max(e_{ax}, e_{1x}) \quad \lambda_x = \frac{l_{ox}}{0.288C_x} \quad \text{Nếu } \lambda_x > 28 \rightarrow \eta_x = 1 / \left(1 - \frac{N}{N_{cr}^x}\right)$$

- Moment tăng lên do uốn dọc:  $M_x^* = N \cdot \eta_x \cdot e_{ox}$ . Tính toán tương tự cho phương Y.
- Quy đổi sang bài toán lệch tâm phẳng tương đương:

**Trường hợp 1:** Nếu  $M_x^*/C_x > M_y^*/C_y \rightarrow h = C_x; b = C_y; M_1 = M_x^*; M_2 = M_y^*; e_a = e_{ax} + 0.2e_{ay}$

**Trường hợp 2:** Nếu  $M_x^*/C_x < M_y^*/C_y \rightarrow h = C_y; b = C_x; M_1 = M_y^*; M_2 = M_x^*; e_a = e_{ay} + 0.2e_{ax}$

- Tính diện tích thép yêu cầu: tương tự bài toán lệch tâm phẳng đặt thép đối xứng

$$x_1 = \frac{N}{R_b \cdot b} \quad A_{st} = \frac{\frac{\gamma_e N}{\varphi_e} - R_b b h}{R_{sc} - R_b} \quad (\text{LTRB}) \quad A_{st} = \frac{Ne - R_b b x (h_o - \frac{x}{2})}{k R_{sc} Z_a}; k = 0.4 (\text{LTB}) \quad A_{st} = \frac{N(e + 0.5x_1 - h_o)}{k R_s Z_a}; k = 0.4 (\text{LTL})$$

- Kiểm tra hàm lượng thép:  $\mu_{min} \leq \mu_{tt} \leq \mu_{max}$ ;  $\mu_{max} = 3\%$ ,  $\mu_{min}$  tùy thuộc vào độ mảnh  $\lambda$

**Bảng 5.17** – Kết quả tính thép

P (kN)	$M_y = M_{22}$ (kN.m)	$M_x = M_{33}$ (kN.m)	$l_{tt}$ (mm)	$C_y = t_2$ (mm)	$C_x = t_3$ (mm)	a (mm)	Quy về bài toán lệch tâm phẳng tương đương	Trường hợp tính toán	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	$\mu$ (%)	Kiểm tra
622.84	127.56	92.33	1050	400	400	50	Theo Phương Y	LTL	25.52	1.59	Tiết diện hợp lí

## CHƯƠNG 6: THIẾT KẾ SÀN TẦNG ĐIỆN HÌNH

### 6.1. MỞ ĐẦU

Từ năm 2007 trở lại đây, sàn bê tông ứng lực trước (BT ULT) càng sau chiếm ưu thế rõ rệt trong xây dựng nhà cao tầng ở Tp. Hồ Chí Minh nói riêng và ở Việt Nam nói chung.

Tuy nhiên, tại Việt Nam hiện nay chưa có tiêu chuẩn cụ thể về thiết kế cấu kiện BT ULT. Các tiêu chuẩn hiện hành 5574:2012 chỉ đề cập đến một phần nhỏ về tính toán tổn hao ứng suất, hơn nữa các sách tham khảo và tài liệu hướng dẫn còn rất ít và chưa đáp ứng được yêu cầu tính toán thực hành cũng như hiểu rõ bản chất của nó. Vì vậy, việc tính toán thiết kế cho loại cấu kiện này gặp nhiều khó khăn.

Công trình chung cư cao cấp Liberty có nhịp sàn 10m, chiều cao tầng 3m, chiếu theo khảo sát các công trình tương tự đã xây dựng và theo quan điểm của sinh viên giải pháp kết cấu sàn phẳng ứng lực trước căng sau là hợp lý nhất. Đồng thời, để giảm độ võng và tăng khả năng chống chọc thủng, sàn phẳng ở đây có sử dụng mũ cột.

Thông qua tìm hiểu và thực hành tính toán, sinh viên có thể hiểu rõ được bản chất của loại cấu kiện này và tiếp cận được các tiêu chuẩn nước ngoài (ACI 318-11) phục vụ cho công việc sau này. Đó là mục tiêu xuyên suốt trong quá trình sinh viên thực hiện đồ án tốt nghiệp này.

### 6.2. TIÊU CHUẨN ÁP DỤNG

#### 6.2.1. Tiêu chuẩn

Thiết kế theo tiêu chuẩn hiện hành của Mỹ ACI 318:2011- Building Code Requirements for Structural Concrete.

#### 6.2.2. Một số kí hiệu cường độ vật liệu

$f'_c$  : cường độ chịu nén đặc trưng của mẫu trụ bê tông ở 28 ngày tuổi

$f_y$  : giới hạn chảy của thép

$f_{pu}$ ,  $f_{py}$  : giới hạn bền và giới hạn chảy của cáp ứng lực trước

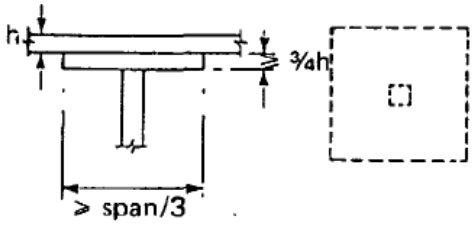
### 6.3. THÔNG SỐ THIẾT KẾ

#### 6.3.1. Sơ bộ kích thước

##### 6.3.1.1. Chiều dày sàn và mũ cột

Chiều dày sàn và mũ cột được sơ bộ theo tiêu chuẩn cộng đồng Euro (TR43)

**Bảng 6.1** – Sơ bộ sàn nầm và mũ cột

2. Solid flat slab with drop panel			
	2.5	44	
	5.0	40	
	10.0	36	

- Chiều dày sàn:

$$h_b = \frac{l_n}{44} = \frac{10000}{44} = 230 \text{ (mm)}$$

Trong đó:  $l_n$  là nhịp dài của ô sàn

- Kích thước mũ cột:

Chiều dày mũ cột:  $h = h_b + \frac{3}{4} h_b = 230 + \frac{3}{4} \times 230 = 400 \text{ mm}$

Chiều rộng mũ cột:  $b = \frac{L}{3}$ , L: nhịp ô sàn

Kích thước mũ cột sau khi sơ bộ:

Cột giữa: 3300 x 3300 mm

Cột biên: 3300 x 1700 mm

Cột góc: 1700 x 1700 mm

Vách lõi: cách mép vách 1500 mm

### 6.3.1.2. Kích thước tiết diện cột

Diện tích tiết diện cột xác định sơ bộ như sau:

$$A_c = k \frac{N}{R_b}$$

Trong đó:

$$N = \sum q_i \times S_i \times n$$

$q_i$ : tải trọng phân bố trên  $1m^2$  sàn thứ  $i$ ;

$S_i$ : diện tích truyền tải xuống tầng thứ  $i$ ;

$n$ : số tấm sàn phía trên

$k = 1,1 \div 1,5$  – hệ số kể đến tải trọng ngang;

$R_b = 22$  (MPa): cường độ chịu nén của bê tông B40;

Sơ bộ chọn  $q = 12$  kN/m<sup>2</sup>.

Sàn tầng điển hình là sàn tầng 2, kích thước sơ bộ như sau:

**Bảng 6.2** – Sơ bộ cột

Cột	Diện tích truyền tải	q	N	k	A <sub>tt</sub>	b	h	A <sub>chọn</sub>
	(m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN)		cm <sup>2</sup>	cm	cm	cm <sup>2</sup>
Giữa	92.5	12	14430	1.1	7215	80	90	7200
Biên	50	12	7800	1.2	4255	60	70	4200
Góc	25	12	3900	1.3	2305	50	50	2500

### 6.3.2. Vật liệu

#### 6.3.2.1. Bê tông

Chọn bê tông có  $f'_c = 30$  N / mm<sup>2</sup> (gần tương đương với M500 của TCVN)

**Ghi chú:**  $f'_c$  là cường độ nén của mẫu thử lăng trụ (cylinder) tại thời điểm 28 ngày.

Theo hội liên hợp bê tông Châu Âu (the Concrete center) quy đổi cường độ nén mẫu lăng trụ sang mẫu lập phương như sau:

**Bảng 6.3** – Quy đổi cường độ nén của mẫu lăng trụ sang mẫu lập phương

Mix designation	C12/16	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105
Characteristic cylinder strength $f'_{ck}$	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
Target mean cylinder strength $f'_{cm}$	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
Characteristic cube strength $f'_{ck,cube}$	16	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
Target mean cube strength $f'_{cm,cube}$	26	30	35	40	47	55	60	65	70	77	85	95	105	115

Theo bảng A2 tiêu chuẩn TCVN 5574:2012, cường độ trung bình của mẫu lập phương như sau:



**Bảng 6.4** – Cường độ trung bình của mẫu lập phương

Cấp độ bền chịu nén	Cường độ trung bình của mẫu thử chuẩn, MPa	Mức theo cường độ chịu nén	Cấp độ bền chịu nén	Cường độ trung bình của mẫu thử chuẩn, MPa	Mức theo cường độ chịu nén
B3,5	4,50	M50	B35	44,95	M450
B5	6,42	M75	B40	51,37	M500
B7,5	9,63	M100	B45	57,80	M600
B10	12,84	M150	B50	64,22	M700
B12,5	16,05	M150	B55	70,64	M700
B15	19,27	M200	B60	77,06	M800
B20	25,69	M250	B65	83,48	M900
B22,5	28,90	M300	B70	89,90	M900
B25	32,11	M350	B75	96,33	M1000
B27,5	35,32	M350	B80	102,75	M1000
B30	38,53	M400			

Từ cơ sở trên nhận thấy C30/C37 có cường độ trung bình của mẫu lập phương 150x150x150 là 47 Mpa tương đương với M500 (thiên về an toàn).

Hệ số modulus đàn hồi :  $E = 4700\sqrt{f_c} = 25743 \text{ N / mm}^2$

**6.3.2.2. Cáp dự ứng lực**

Chọn cáp ASTM A416 Grade 270

**Bảng 6.5** – Thông số cáp ASTM A416 Grade 270K

Cáp ASTM A416, Grade 270K				(T15)
Đường kính	D <sub>cáp</sub>	=	15.24	mm
Giới hạn bền	f <sub>pu</sub>	=	1860	MPa
Giới hạn chảy	f <sub>py</sub>	=	1670	MPa
Diện tích	A <sub>ps</sub>	=	140	mm <sup>2</sup>
Mô đun đàn hồi	E <sub>s</sub>	=	195000	MPa

**Bảng 6.6** – Thông số cáp thiết kế

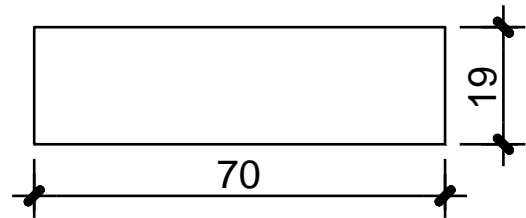
Ma sát góc	μ	=	0.2	
Ma sát lắt	k	=	0.0048	rad/m
Độ tụt neo		=	6	mm
Lực căng trước	$f_{pi} \leq 0.94f_{py}$ $f_{pi} \leq 0.8f_{pu}$	=	80% f <sub>pu</sub> =1488	MPa
Độ dãn dài lí thuyết	Phương L <sub>1</sub> = 28.5m	=	1.55	mm
	Phương L <sub>2</sub> = 48m	=	2.62	mm

**6.3.2.3. Thép thường**

STT	Loại thép	Đặc tính/ kết cấu sử dụng
1	Thép $\phi \geq 10$ : $f_y = 290\text{MPa}$ (AII) $E_s = 21 \times 10^4 \text{ MPa}$ .	Cốt thép cấu tạo
2	Thép $\phi \geq 10$ : $f_y = 390\text{MPa}$ (AIII) $E_s = 20 \times 10^4 \text{ MPa}$ .	Cốt thép gia cường

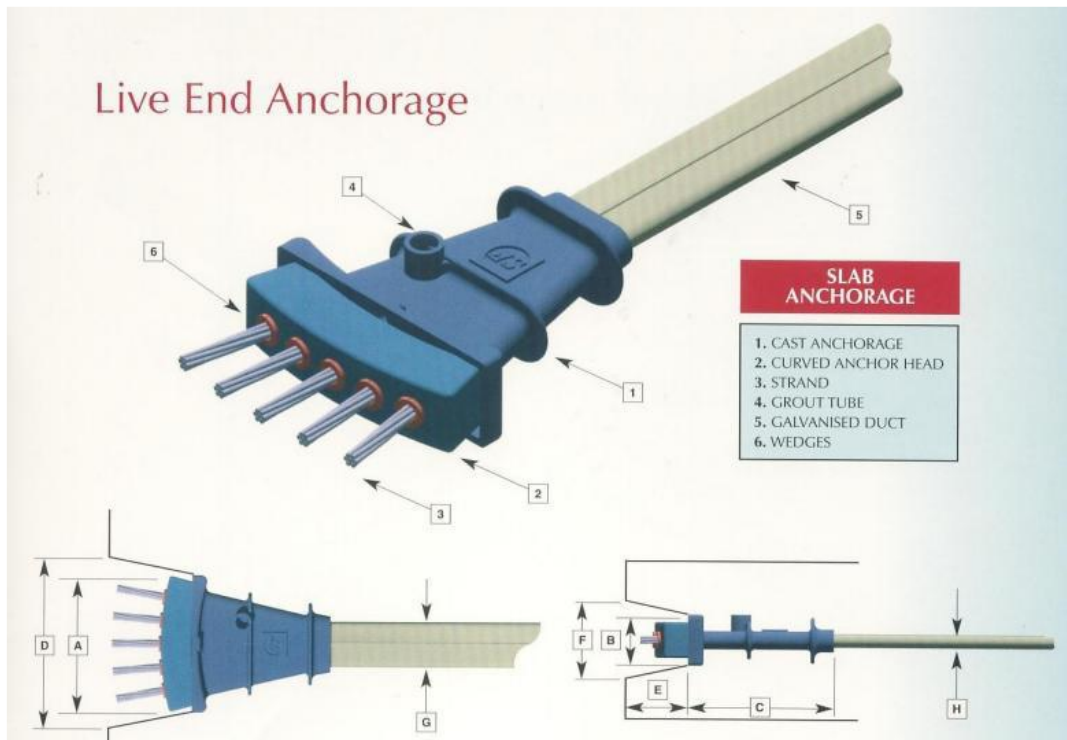
**6.3.2.4. Ống gen**

Kích thước ống gen:  $b \times h = 70 \times 19$  (mm)



Hình 6.1 – Ống gen dẹt mạ kẽm

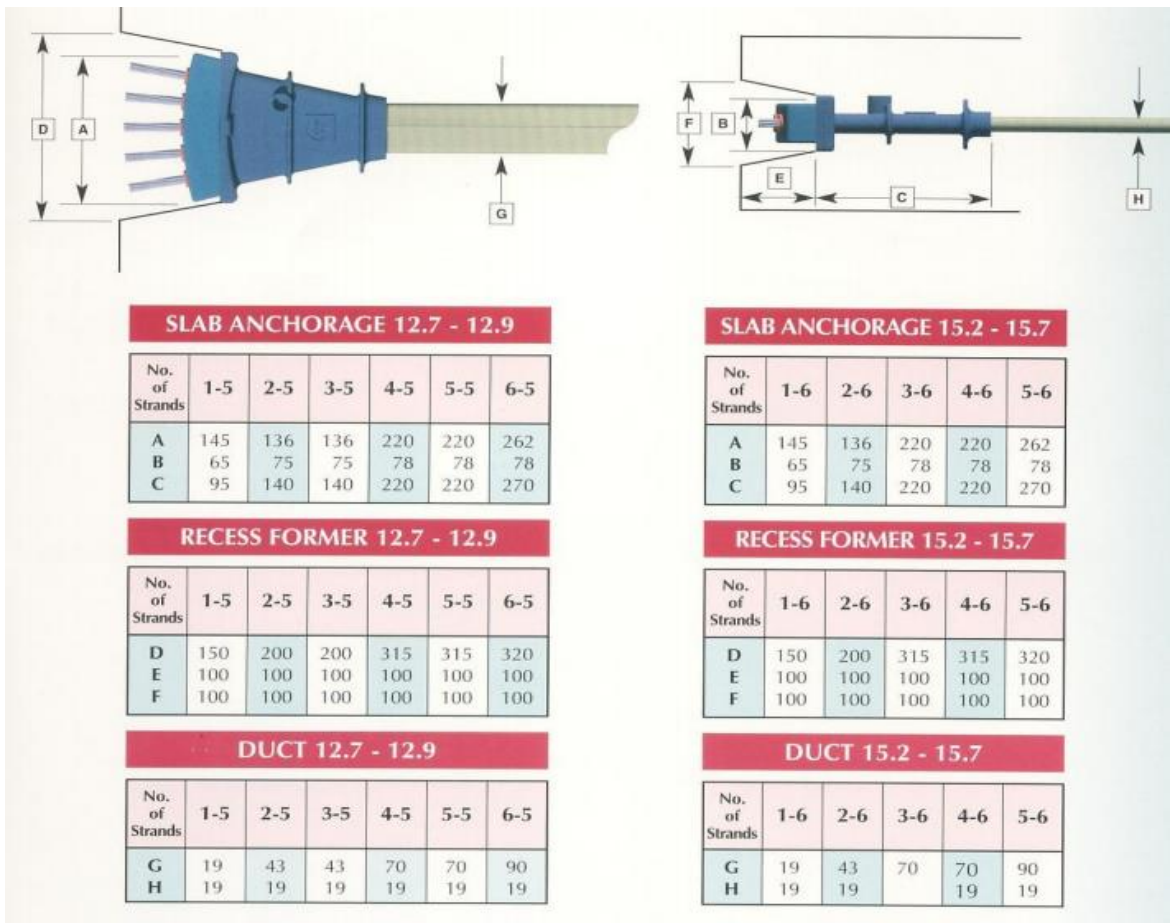
**6.3.2.5. Đầu neo**



Hình 6.2 – Đầu neo sổng



Hình 6.3 – Đầu neo cố định



Hình 6.4 – Kích thước đầu neo và vỏ bọc (tham khảo catalogue của VSL)

Tham khảo catalogue của VSL , sinh viên chọn loại đầu neo: S15.2-15.7

### 6.3.3. Tải trọng

Tĩnh tải hoàn thiện trên sàn SDL: **1.6 kN/m<sup>2</sup>**

Hoạt tải trên sàn LL:

+ Khu vực sàn WC, phòng ngủ, phòng khách : **1,5 kN/m<sup>2</sup>**

+ Khu vực hành lang : **3 kN/m<sup>2</sup>**

Tải tường xây trên sàn: nhập trực tiếp vào mô hình SAFE theo bản vẽ kiến trúc với trọng lượng riêng tường lấy bằng **18 kN/m<sup>2</sup>**

Tải trọng gió: lấy từ kết quả mô hình ETABS

Tải trọng động đất: lấy từ kết quả mô hình ETABS

**Ghi chú:** SDL là tĩnh tải chưa kể đến trọng lượng bản thân sàn, phần mềm tự tính.

### 6.3.4. Tổ hợp tải trọng

#### 6.3.4.1. Tổ hợp kiểm tra ứng suất và cường độ

##### 1. Kiểm tra giai đoạn truyền ứng lực trước

Căn cứ **18.4.1 – ACI 318-2011**

Intial: 1.0 SW + 1.0 PT-Transfer

##### 2. Kiểm tra giai đoạn sử dụng SLS

Căn cứ **18.3.3; 18.4.2 (b); 18.9.3.2 – ACI 318-2011**

SLS1: 1.0 D + 0.5 L + 1.0 PT-Final

SLS2: 1.0 D + 1.0 L + 1.0 PT-Final

##### 3. Kiểm tra giai đoạn tới hạn ULS

Căn cứ **9.2.1 – ACI 318-2011**

ULS1 : 1.4D + 1.0 x PT-HP

ULS2 : 1.2D + 1.6L + 1.0 x PT-HP

ULS3 : 1.2D + 1.6L + 1.0WX + 1.0 x PT-HP

ULS4 : 1.2D + 1.6L - 1.0WX + 1.0 x PT-HP

ULS5 : 1.2D + 1.6L + 1.0WY + 1.0 x PT-HP

ULS6 : 1.2D + 1.6L - 1.0WY + 1.0 x PT-HP

ULS7 : 0.9D + 1.0WX + 1.0 x PT-HP

ULS8 : 0.9D - 1.0WX + 1.0 x PT-HP

ULS9 : 0.9D + 1.0WY + 1.0 x PT-HP

ULS10 : 0.9D - 1.0WY + 1.0 x PT-HP

ULS11 : 1.2D + 1.6L + 1.0EX + 1.0 x PT-HP

ULS12 : 1.2D + 1.6L - 1.0EX + 1.0 x PT-HP

ULS13 : 1.2D + 1.6L + 1.0EY + 1.0 x PT-HP

ULS14 : 1.2D + 1.6L - 1.0EY + 1.0 x PT-HP



$$\text{ULS15} : 0.9D + 1.0EX + 1.0 \times \text{PT-HP}$$

$$\text{ULS16} : 0.9D - 1.0EX + 1.0 \times \text{PT-HP}$$

$$\text{ULS17} : 0.9D + 1.0EY + 1.0 \times \text{PT-HP}$$

$$\text{ULS18} : 0.9D - 1.0EY + 1.0 \times \text{PT-HP}$$

**Ghi chú 1:** gió và tải trọng động đất ở trên tính với tải tính toán, còn các trường hợp tải khác tính tải tiêu chuẩn, trong trường hợp tải trọng gió và động đất tính với tải tiêu chuẩn thì thay  $1,0W = 1,6W$ ;  $1,0E = 1,4E$

**Ghi chú 2:**

- + SW là tĩnh tải tiêu chuẩn chỉ xét đến tải trọng bản thân sàn;
- + PT-Transfer là tải trọng do ứng lực trước gây ra sau khi trừ tổn hao ngắn hạn;
- + D là tĩnh tải tiêu chuẩn tác dụng lên sàn (tải trọng bản thân sàn, lớp hoàn thiện, vách ngăn...);
- + PT-Final: là tải trọng do ứng lực trước gây ra sau khi trừ tổng tổn hao ứng suất (gồm tổn hao ngắn hạn và dài hạn);
- + L: là hoạt tải tiêu chuẩn tác dụng lên sàn;
- + PT-HP: là thành phần thứ cấp của ứng lực trước;
- + W: là tải trọng gió tính toán;
- + E: là tải trọng động đất tính toán.

**Ghi chú 3:**

Thành phần thứ cấp của ứng lực trước có thể hiểu một cách đơn giản như sau:

- + Thành phần thứ cấp là thành phần phụ sinh ra ngoài ý muốn của thiết kế và có hại cho kết cấu, trong hầu hết các trường hợp thì nó làm giảm mômen gối và tăng mômen nhịp.
- + Nguyên nhân do khi một cấu kiện đã ứng lực trước trong giai đoạn làm việc thì hình dạng của nó thay đổi. Nó sẽ co ngắn lại và sẽ cong đi do đó trọng tâm của cáp sẽ khác với trọng tâm của cáp thiết kế ban đầu. Do đó bản thân cáp sinh là những phản lực để chống lại sự thay đổi này, những phản lực đó gọi là phản lực thứ cấp và phản lực thứ cấp sinh là mômen thứ cấp trong kết cấu.

**6.3.4.2. Tổ hợp kiểm tra độ võng sàn**

Căn cứ theo bảng 9.5 tiêu chuẩn ACI318 :2011 cần kiểm tra độ võng ở 2 trường hợp:

- + Độ võng tức ( $t = 0$ ) thời tăng thêm ngay sau khi cố định tường bao, vách ngăn...
- + Độ võng tổng ( $t = \infty$ ) gồm độ võng lâu dài của tải dài hạn (tĩnh tải, ứng lực trước (kể đến tổn hao dài hạn)) và độ võng tức thời tăng thêm do hoạt tải.

**Trường hợp 1:** Kiểm tra độ võng tức thời chỉ do hoạt tải trên sàn, thiên về an toàn xem xét đến tiết diện tính toán có nứt với  $I_{cr} = \frac{1}{4} I_g$ , với độ võng giới hạn  $L/360$  hoặc  $L/180$

$$\delta = 4 \times 1.0 \times \delta_{LL}$$

**Trường hợp 2:** Kiểm tra độ võng lâu dài của toàn bộ tải trọng có kể đến từ biến, co ngót, chùng ứng suất; tiết diện tính toán cho trường hợp tải dài hạn (tĩnh tải và ứng lực) là tiết diện không có nứt nhưng có kể đến nứt lấy bằng  $\frac{1}{4}$  tiết diện nguyên; độ võng cho phép  $L/480$  hoặc  $L/240$

$$\delta = 2.0 \times (\delta_{sw} + \delta_{SDL} + \delta_{PT82\%}) + 4 \times 1.0 \times \delta_{LL}$$

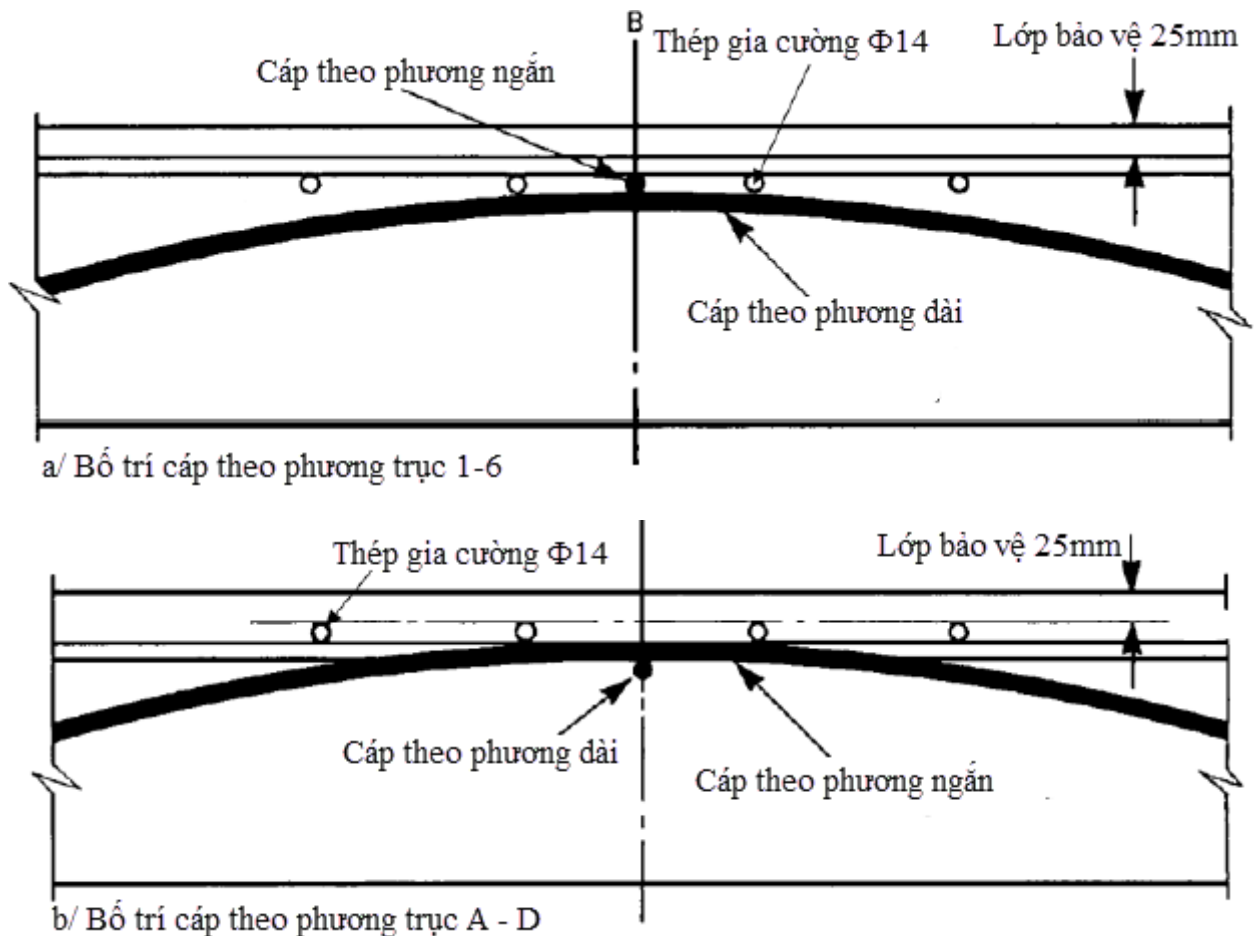
## 6.4. CAO ĐỘ CÁP

### 6.4.1. Khoảng cách từ tim cáp đến mép ngoài sàn

Đặt cáp theo phương dọc nhà trục 1-6 ở trên, theo phương ngang nhà A- D ở dưới.

Chiều dày lớp bảo vệ chọn 25mm

Chọn thép gia cường  $\Phi 12$  tại nhịp và  $\Phi 14$  tại đầu cột



Hình 6.5 – Bố trí cáp và thép gia cường theo 2 phương

Từ hình 6.5 ta có thể xác định khoảng cách từ tâm cáp đến mép ngoài sàn như sau:

**6.4.1.1. Khoảng cách từ mép sàn đến tâm cáp tại đầu cột**

Theo phương ngang nhà từ trục A-D

$$d' = 25 + 14 + \frac{19}{2} = 48.5\text{mm} \rightarrow \text{Chọn } 50\text{mm}$$

Theo phương dọc nhà từ trục 1-6

$$d' = 25 + 14 + 19 + \frac{19}{2} = 67.5\text{mm} \rightarrow \text{Chọn } 70\text{mm}$$

**6.4.1.2. Khoảng cách từ mép sàn đến tâm cáp tại nhịp**

Theo phương ngang nhà từ trục A-D

$$d = 25 + 12 + \frac{19}{2} = 46.5\text{mm} \rightarrow \text{Chọn } 50\text{mm}$$

Theo phương dọc nhà từ trục 1-6

$$d = 25 + 12 + 19 + \frac{19}{2} = 65.5\text{mm} \rightarrow \text{Chọn } 70\text{mm}$$

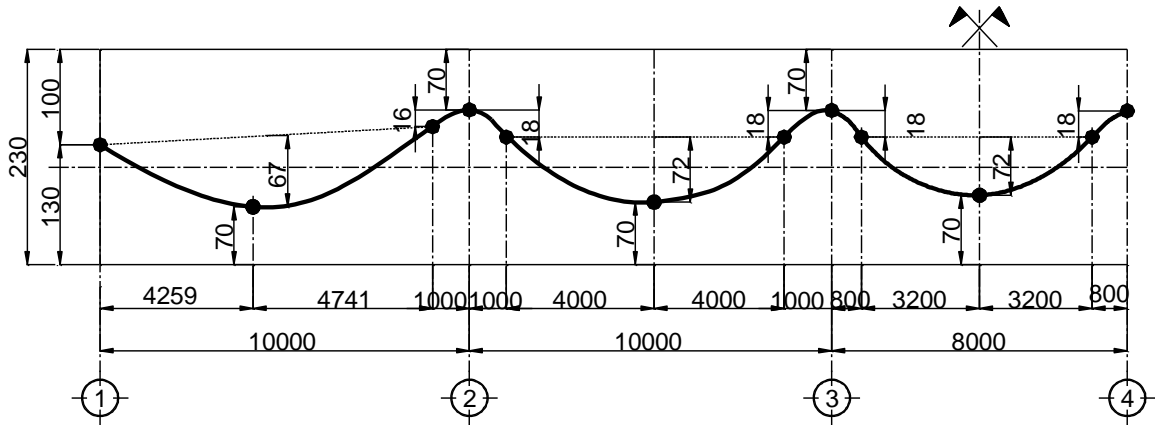
**6.4.2. Xác định cao độ và hình dạng cáp trong sàn**

Cao độ cáp được mô hình và điều chỉnh tùy thuộc vào momen sàn do tĩnh tải tại từng vị trí, cụ thể xem bảng vẽ cao độ cáp trên sàn.

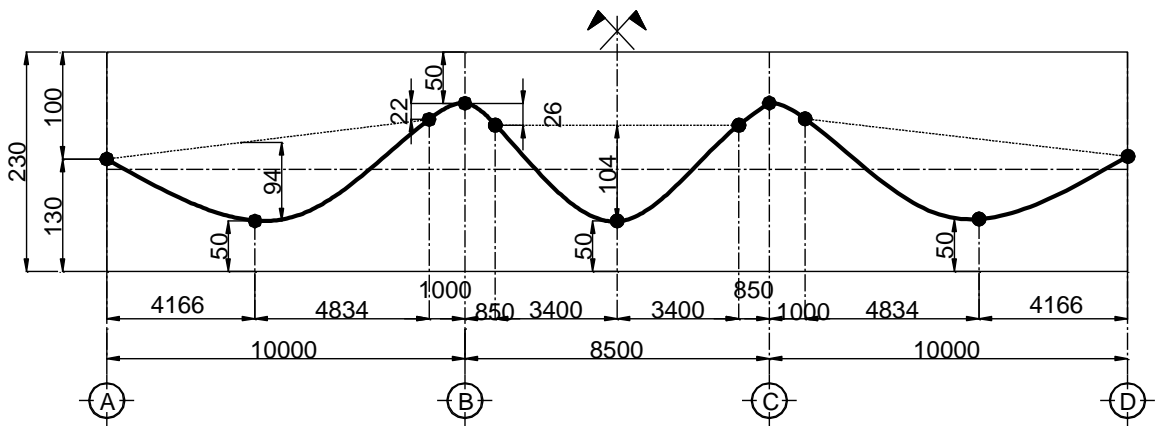
**Bảng 6.7 – Tính toán cao độ cáp**

Trục	Nhịp	L	q <sub>1</sub>	q <sub>2</sub>	q <sub>3</sub>	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	L'	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
A-D	A-B, C-D	10000	130	50	180	0	1000	4166	0	22
	BC	8500	180	50	180	850	850	4250	26	26
1-6	1-2,5-6	10000	130	70	160	0	1000	4259	0	16
	2-3, 4-5	10000	160	70	160	1000	1000	5000	18	18
	3-4	8000	160	70	160	800	800	4000	18	18

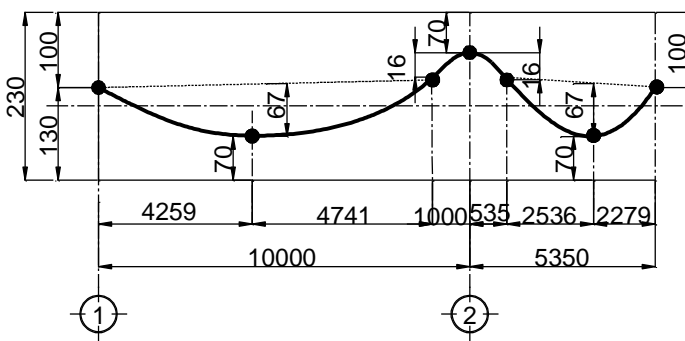
- Hình dạng cáp thiết kế như dưới đây:



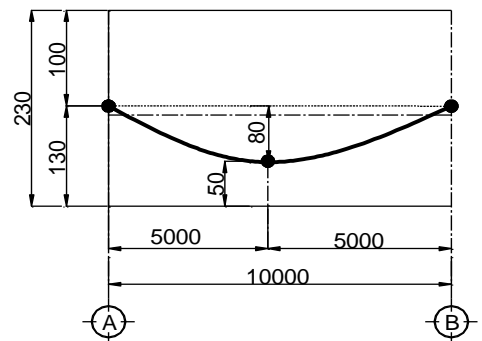
Cao độ cáp phương dài trục 1-6



Cao độ cáp phương ngắn trục A-D



Cao độ cáp từ trục 1,6 đến vách

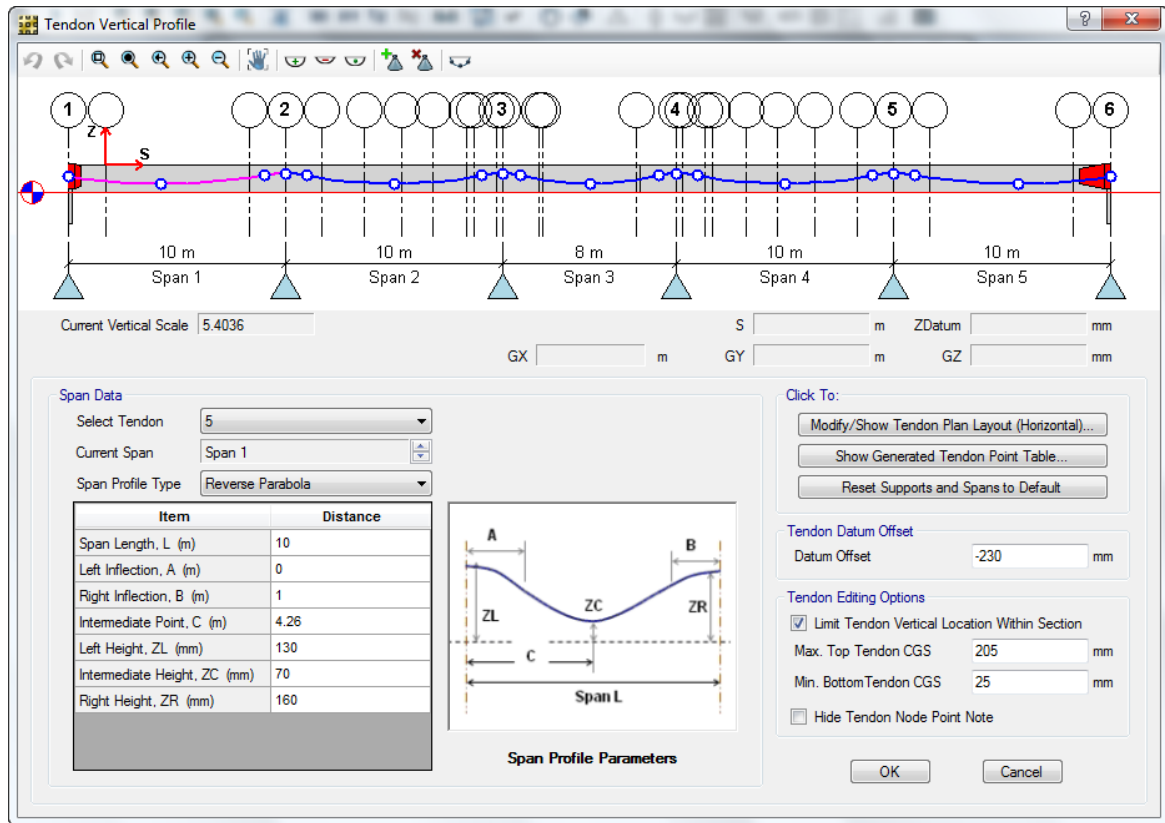


Cao độ cáp từ trục A, D đến vách

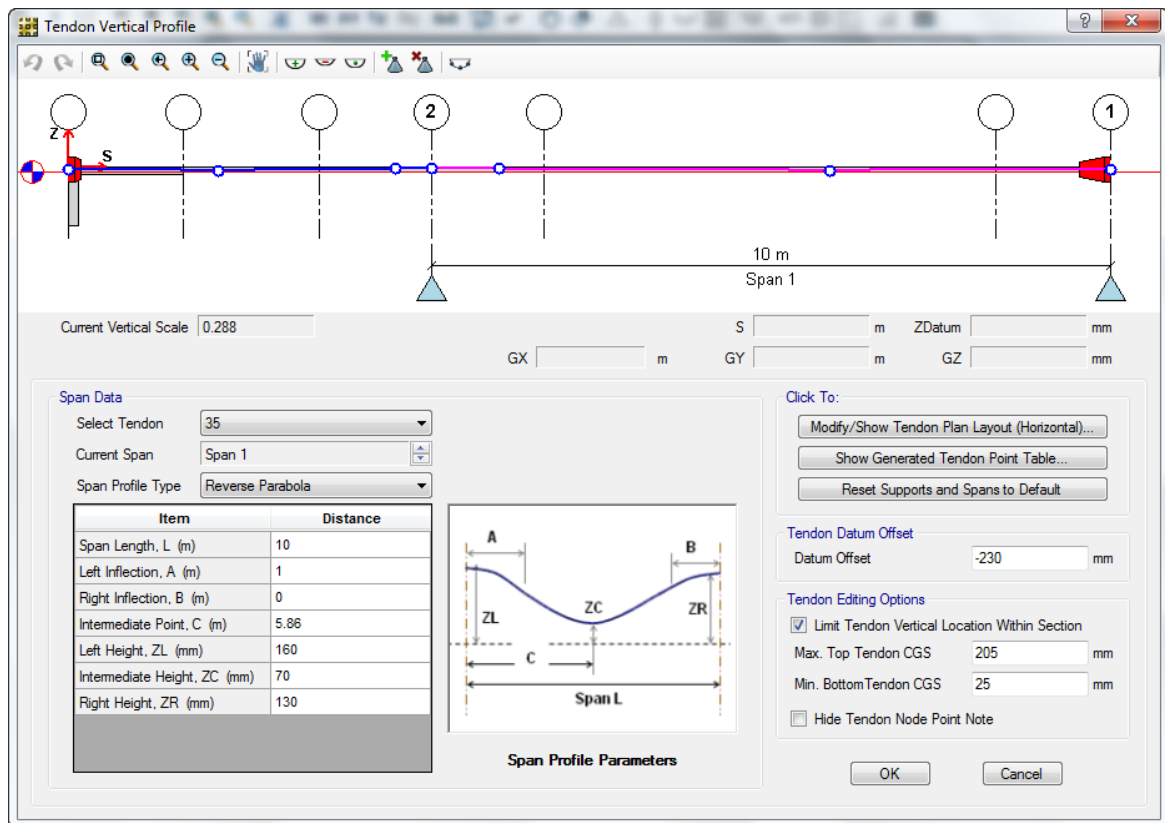
Hình 6.6 – Cao độ cáp thiết kế



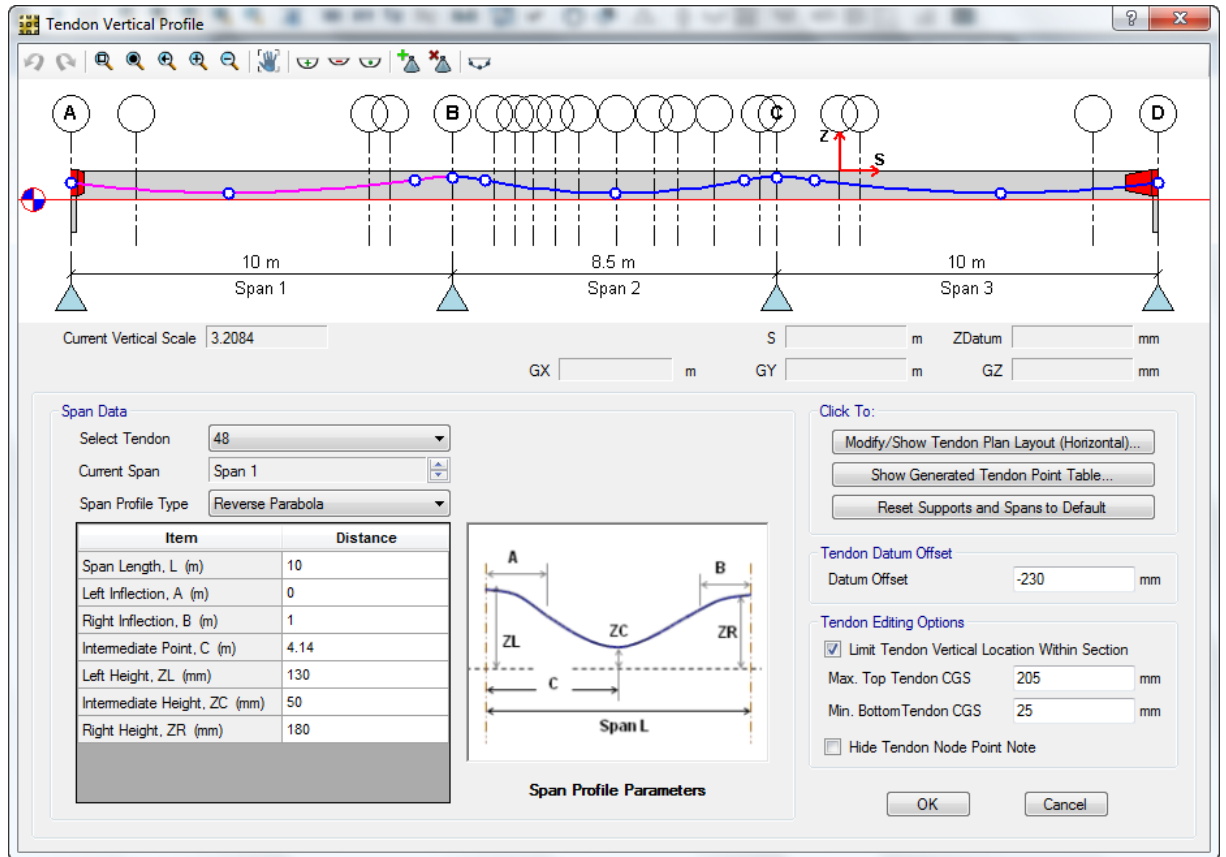
- Cao độ cáp trong phần mềm safe:



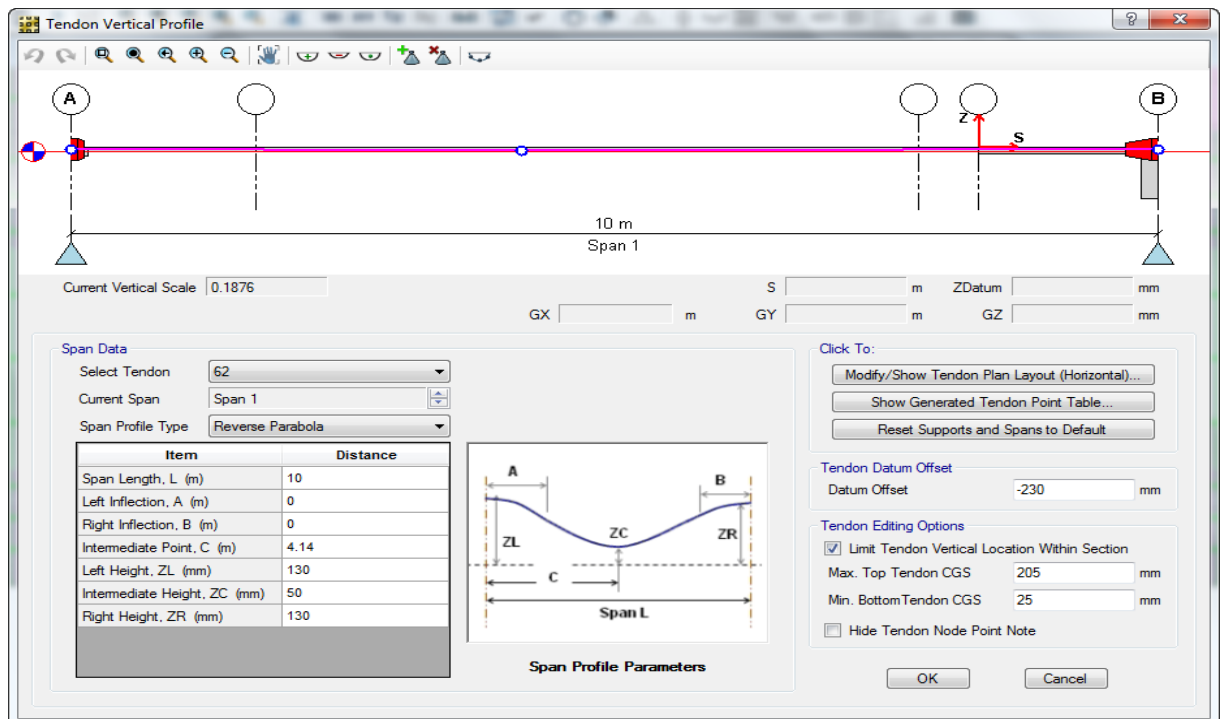
Hình 6.7 – Thông số cao độ cáp trong phần mềm (trục 1-6)



Hình 6.8 – Thông số cao độ cáp trong phần mềm (trục 1, 6 đến vách)



Hình 6.9 – Thông số cao độ cáp trong phần mềm (trục A-D)



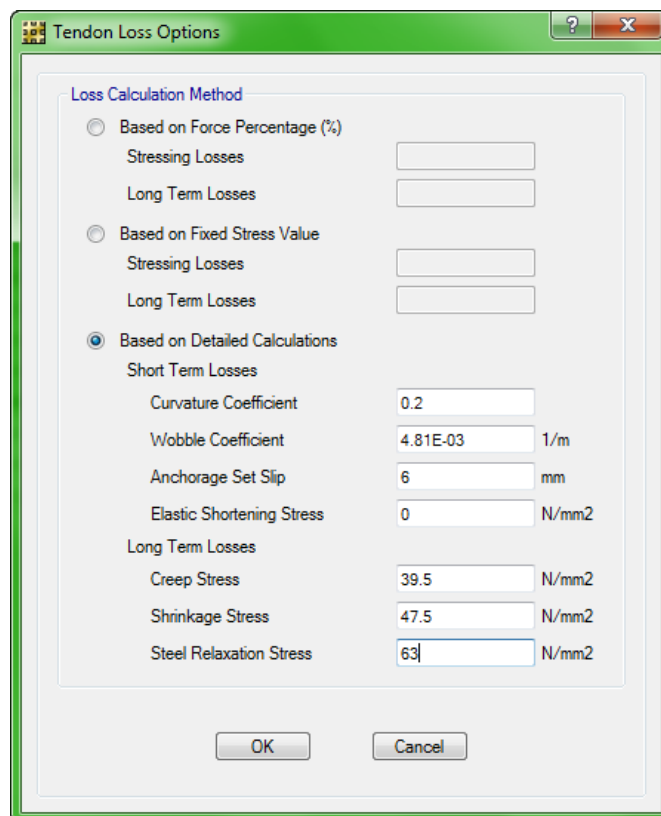
Hình 6.10 – Thông số cao độ cáp trong phần mềm (trục A, D đến vách)

## 6.5. TỖN HAO ỨNG SUẤT

Tổn hao ngắn hạn (ma sát và tụt neo) **phần mềm tự tính** với các thông số tính toán như sau:

- + Ma sát góc (angular friction) :  $\mu = 0.20$
- + Ma sát lắc (wobble friction) :  $\kappa = 0.0048 \text{ rad/m}$
- + Độ tụt neo (draw-in) : 6 mm

Tổn hao dài hạn lấy bằng 150 MPa (tham khảo chỉ dẫn tính toán của công ty Freysinet).



## 6.6. SƠ BỘ SỐ LƯỢNG VÀ BỐ TRÍ CÁP

### 6.6.1. Lựa chọn tải trọng cân bằng của ứng lực trước trong sàn

Chọn sơ bộ ứng lực trước cân bằng 60% tĩnh tải, tổn hao ứng suất lấy 20% lực căng cáp ban đầu.

Ứng suất nén trung bình P/A trong sàn cần thỏa  $(0.9 \div 2.5) \text{ Mpa}$ .

**6.6.2. Sơ bộ số lượng cáp**

1. Tính toán cụ thể cáp theo phương X cho nhịp biên A-B, C-D

- Lực căng hiệu quả của 1 cáp (sau khi trừ tổng tổn hao ứng suất)

$$P_{pe}^I = \frac{(1488 - 20\% \times 1488) \times 140}{1000} = 167 \text{ kN}$$

- Ứng lực trước yêu cầu trên 1m bề rộng sàn

$$P_{reqd} = \frac{W_{bal} \cdot L^2}{8 \cdot a} = \frac{0.6 \times 25 \times 0.23 \times 8^2}{8 \times 0.072} = 383.33 \text{ kN}$$

- Số lượng cáp cần thiết:  $n = \frac{P_{reqd}}{P_{pe}} = \frac{383.33 \times 10}{167} = 23 \text{ cáp}$

2. Kết quả tính toán cho 2 phương

**Bảng 6.8 – Kết quả sơ bộ số lượng cáp**

Cáp theo	Trong nhịp	Lnhịp cáp	Lnhịp	a	wbal	f <sub>pe</sub>	P <sub>pe</sub>	P <sub>reqd</sub>	n	n <sub>chọn</sub>	P/A
		m	m	mm	kN/m <sup>2</sup>	MPa	kN	kN	cáp	cáp	MPa
Phương dài	A-B, C-D	9	10	67	3.45	1488	167	5214	31	33	2.39
	B-C	9	8.5	67	3.45	1488	167	4432	27	30	2.05
Phương ngắn	1-2, 5-6	9	10	94	3.45	1488	167	3716	22	33	2.39
	2-3, 4-5	9	10	94	3.45	1488	167	3716	22	33	2.39
	3-4	10	8	90	3.45	1488	167	3833	23	30	2.17

**6.6.3. Bố trí cáp**

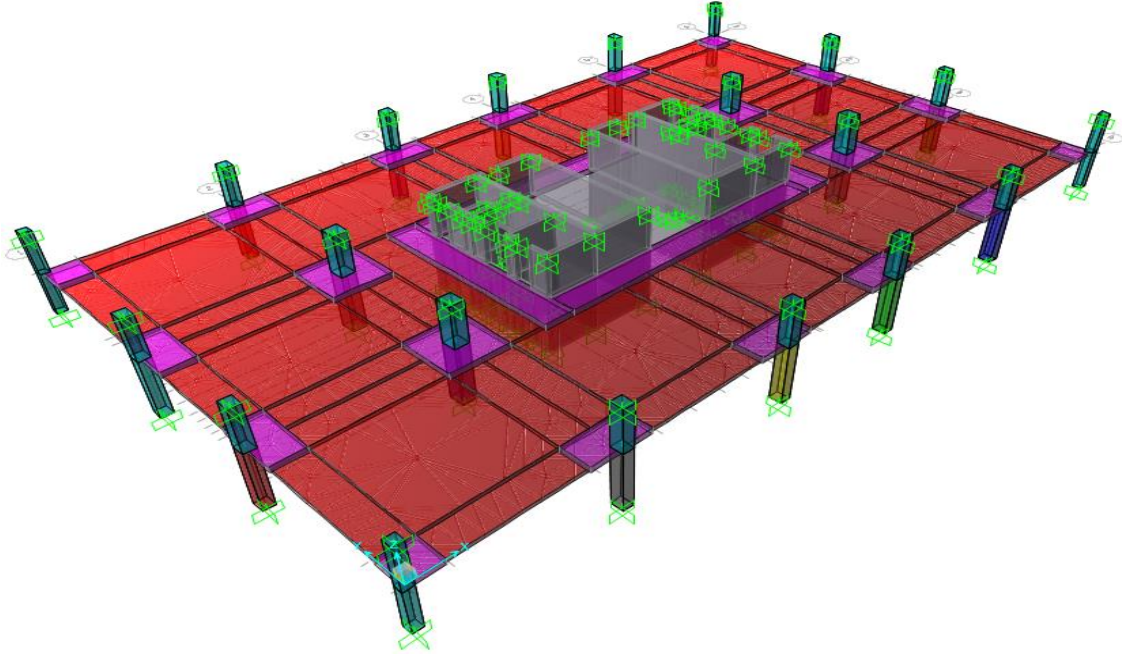
Bố trí tập trung từ 65%-75% số cáp trên dải cột tỏ ra hiệu quả hơn, đặc biệt là nó cải thiện đáng kể khả năng truyền lực cắt từ bản vào cột. Và ACI 318M-11 quy định khoảng cách max giữa các cáp không lớn hơn 8hs và 1,5m

**Bảng 6.9 – Kết quả bố trí cáp**

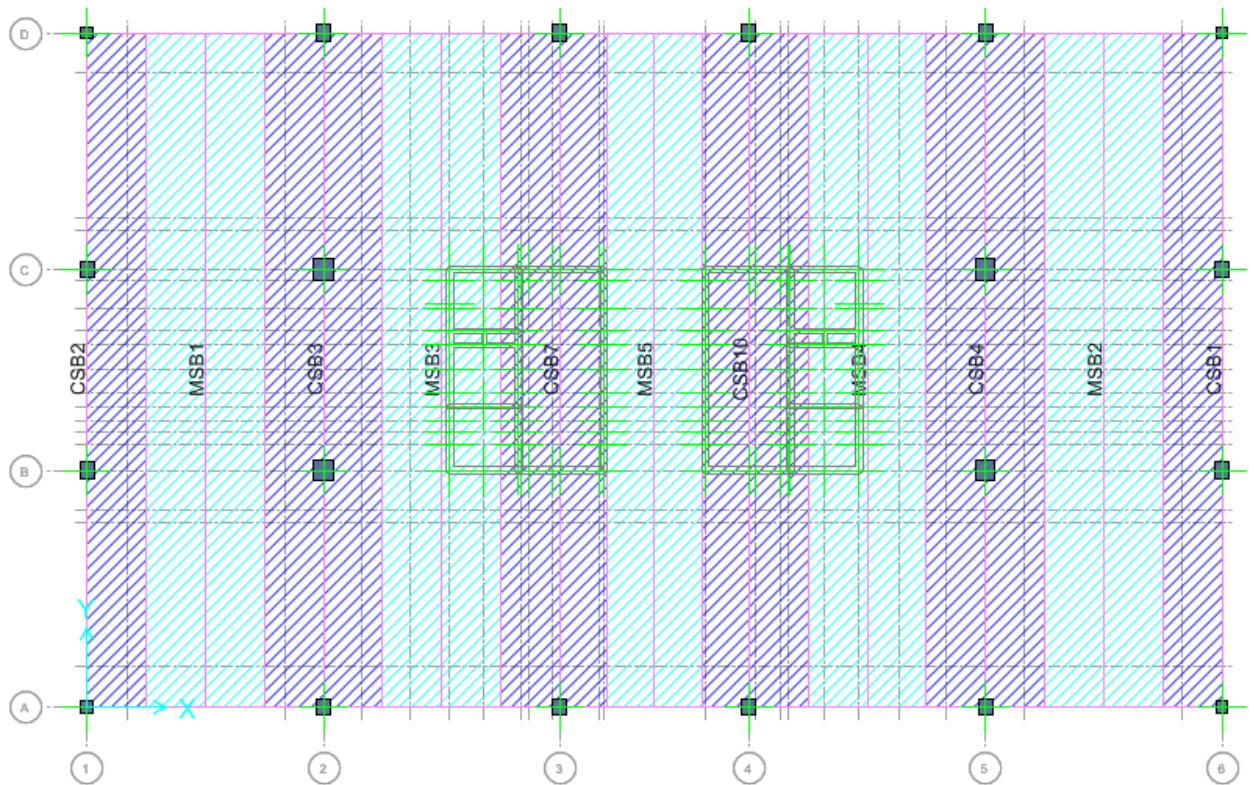
Thông số		Cáp theo phương ngắn			Cáp theo phương dài	
		Nhịp biên 1-2 và 5-6	Nhịp giữa 2-3 và 4-5	Nhịp giữa 3-4	Nhịp biên A-B và C-D	Nhịp giữa B-C
Dải trên cột	Số cáp chọn	24	24	18	24	18
	Số tao cáp	6	6	6	6	6
	Số cáp/ 1 tao cáp	4	4	3	4	3
Dải giữa nhịp	Số cáp chọn	9	9	6	9	6
	Số tao cáp	3	3	2	3	2
	Số cáp/ 1 tao cáp	3	3	3	3	3

## 6.7. MÔ HÌNH SAFE

Mô hình trong phần mềm bao gồm: sàn, phần cột và vách ở phía trên và phía dưới của sàn. Trong đó, phần cột và vách ở phía trên được xem là ngầm một đầu, đầu còn lại liên kết với bản sàn.

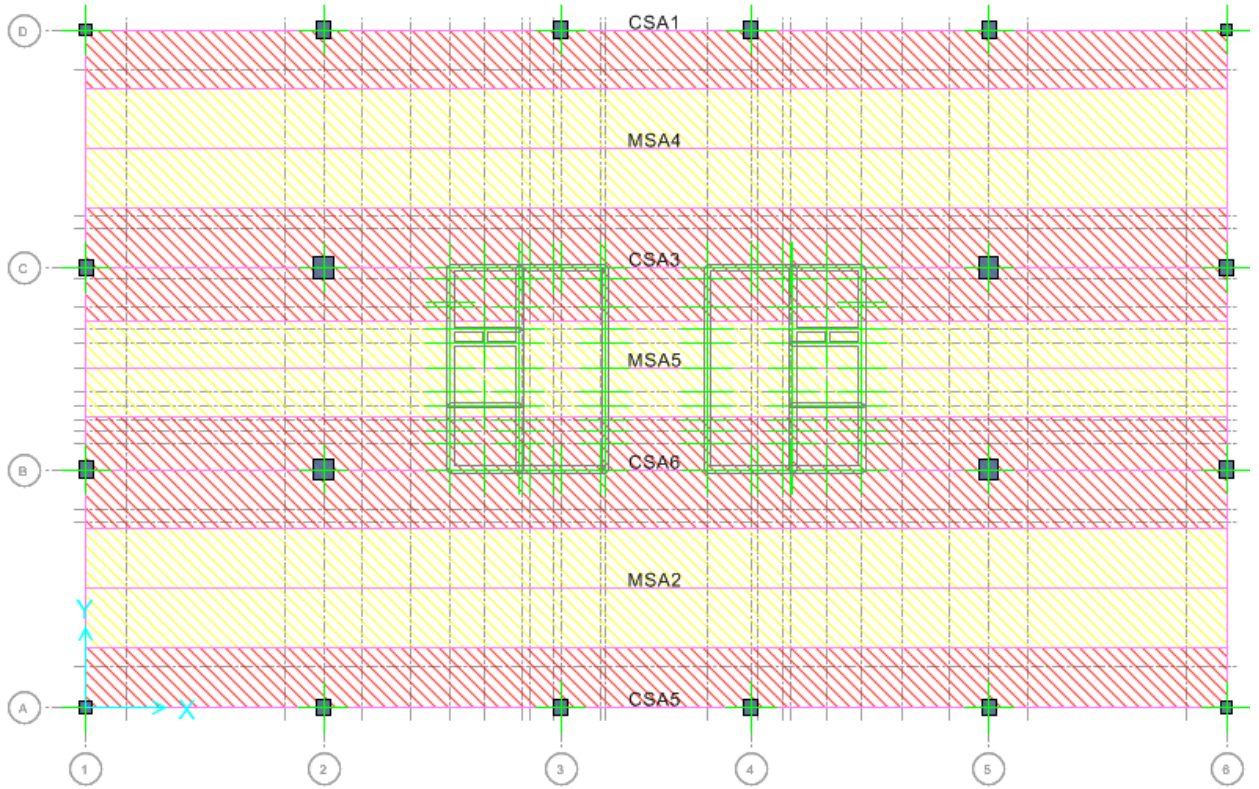


**Hình 6.11** – Mô hình sàn bằng phần mềm Safe v12.3.0

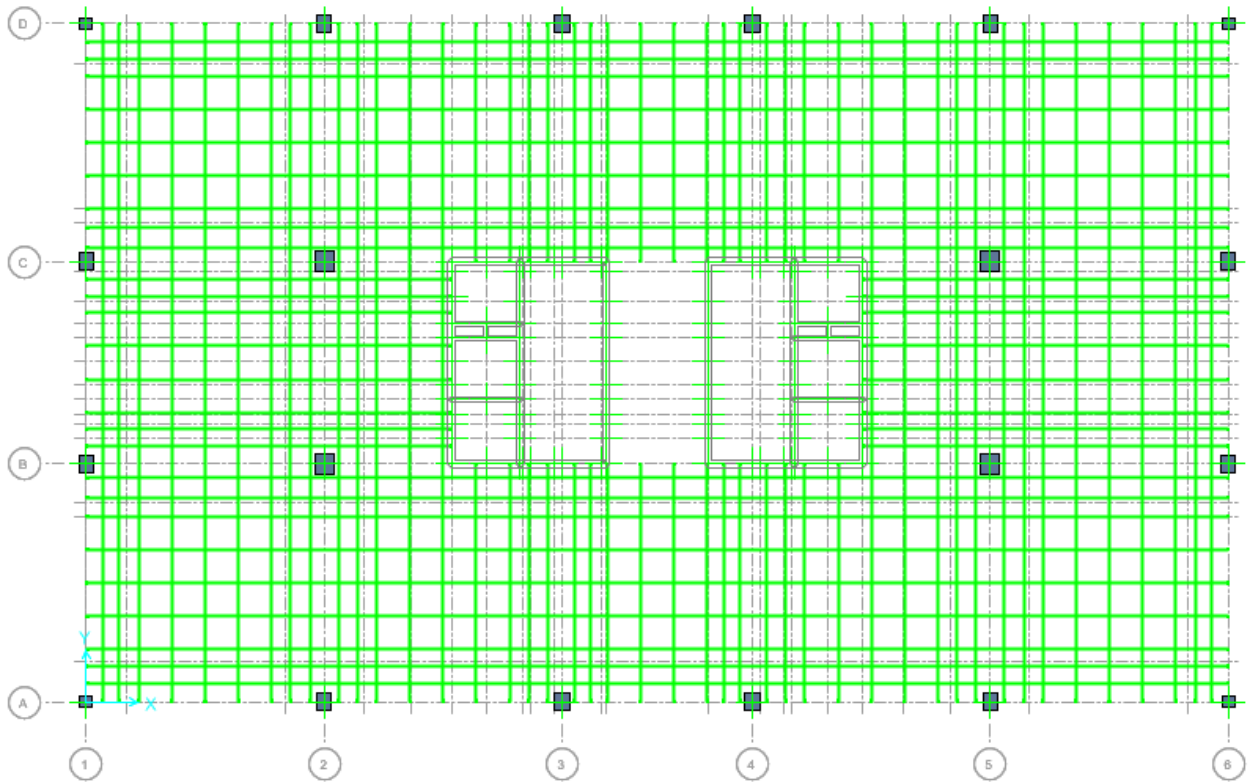


**Hình 6.12** – Chia dẫy theo phương X





Hình 6.13 – Chia dãy theo phương Y

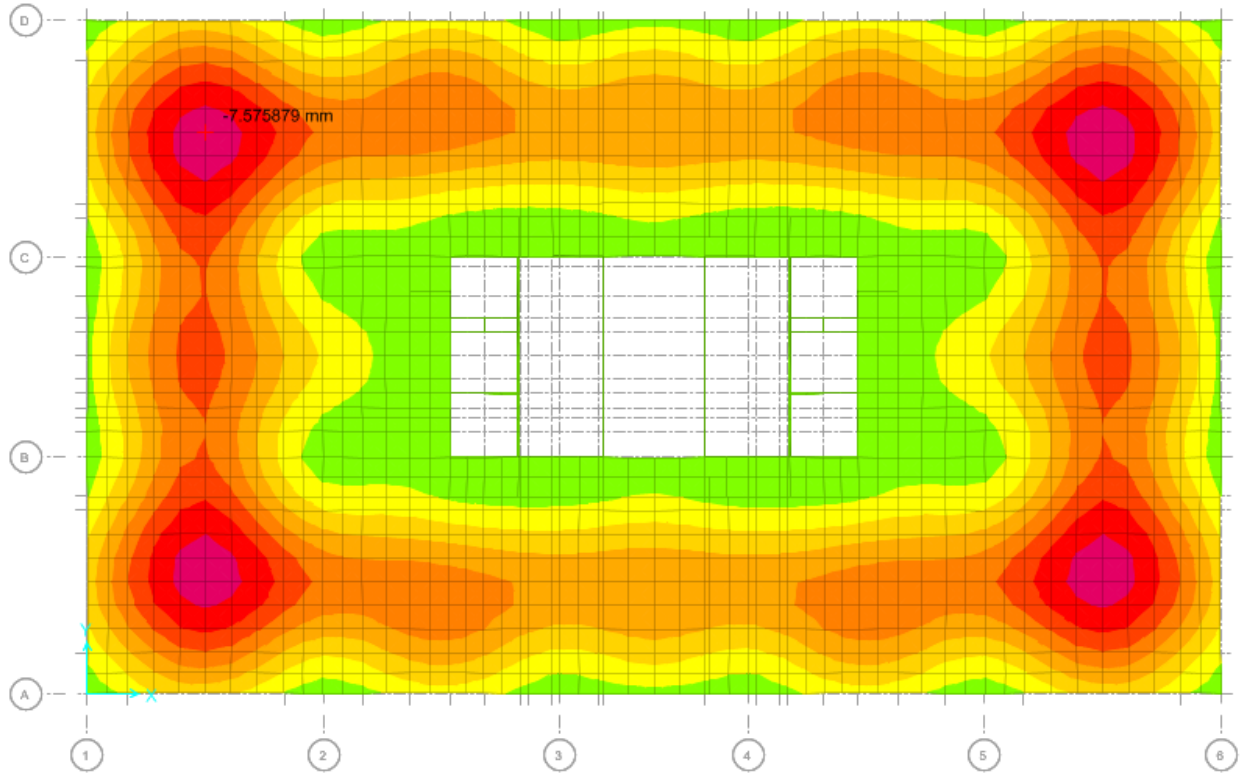


Hình 6.14 – Mô hình cáp

## 6.8. KIỂM TRA ĐỘ VÔNG SÀN

**Trường hợp 1:** Kiểm tra độ võng tức thời chỉ do hoạt tải trên sàn, thiên về an toàn xem xét đến tiết diện tính toán có nứt với  $I_{cr} = \frac{1}{4} I_g$

Tổ hợp kiểm tra: DFT1: 4.0HT



**Hình 6.15** – Độ võng tức thời

$$\delta = 7.58 \text{ mm} \leq [\delta] = \frac{L}{360} = \frac{10000}{360} = 27.78 \text{ mm}$$

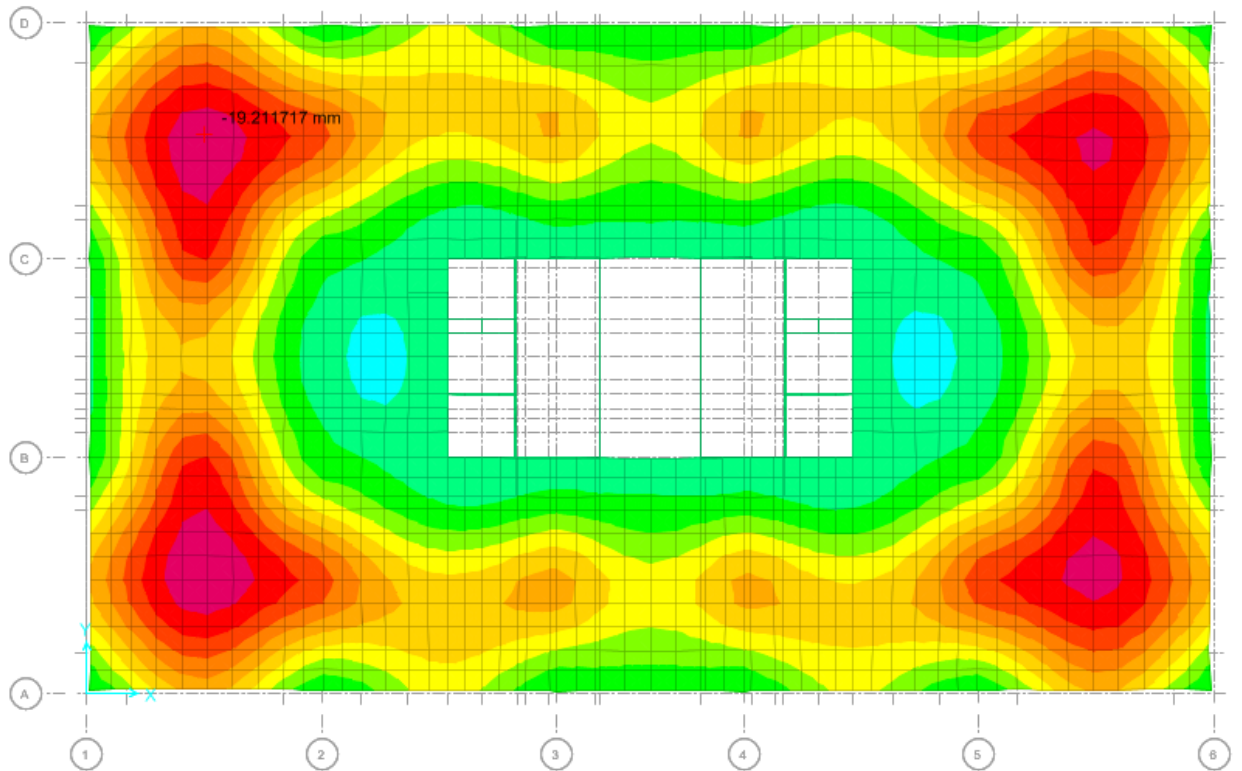
Vậy độ võng tức thời do hoạt tải thỏa độ võng cho phép

**Trường hợp 2:** Kiểm tra độ võng lâu dài của toàn bộ tải trọng có kể đến từ biến, co ngót, chùng ứng suất; tiết diện tính toán cho trường hợp tải dài hạn (tĩnh tải và ứng lực) là tiết diện không có nứt có kể đến nứt lấy bằng  $\frac{1}{4}$  tiết diện nguyên.

Tổ hợp kiểm tra: DFT2: 2D + 2PT-HP + 4L

$$\delta = 19.21 \text{ mm} \leq [\delta] = \frac{L}{240} = \frac{10000}{240} = 41.67 \text{ mm}$$

Vậy độ võng tổng cộng thỏa độ võng cho phép



**Hình 6.16** – Độ võng tổng cộng

## 6.9. KIỂM TRA ỨNG SUẤT GIAI ĐOẠN TRUYỀN ỨNG SUẤT

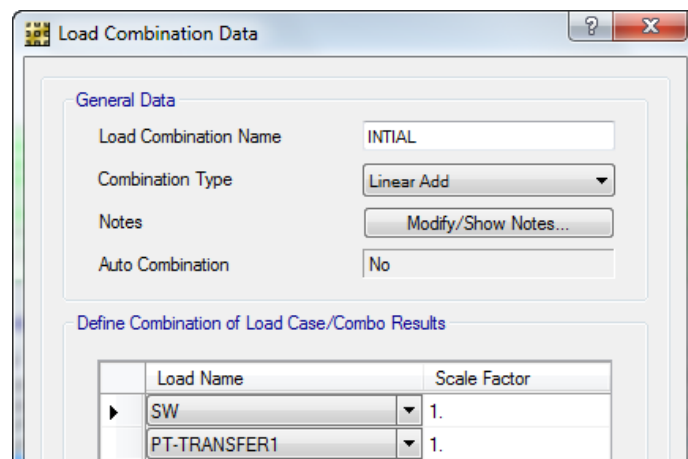
Tại thời điểm lúc buông cáp cường độ bê tông đạt 80% cường độ tại 28 ngày và không được nhỏ hơn 25 MPa.

Ứng lực trước chỉ mất tổn hao ngắn hạn (PT-transfer).

Sàn được thiết kế theo loại U (Uncrack) không cho phép nứt giai đoạn sử dụng (service load stage) do đó cần phải kiểm tra và khống chế ứng suất cho phép.

### 1. Tổ hợp kiểm tra

Intial: 1.0 SW + 1.0 PT-Transfer



**Hình 6.17** – Tổ hợp trong phần mềm Safe

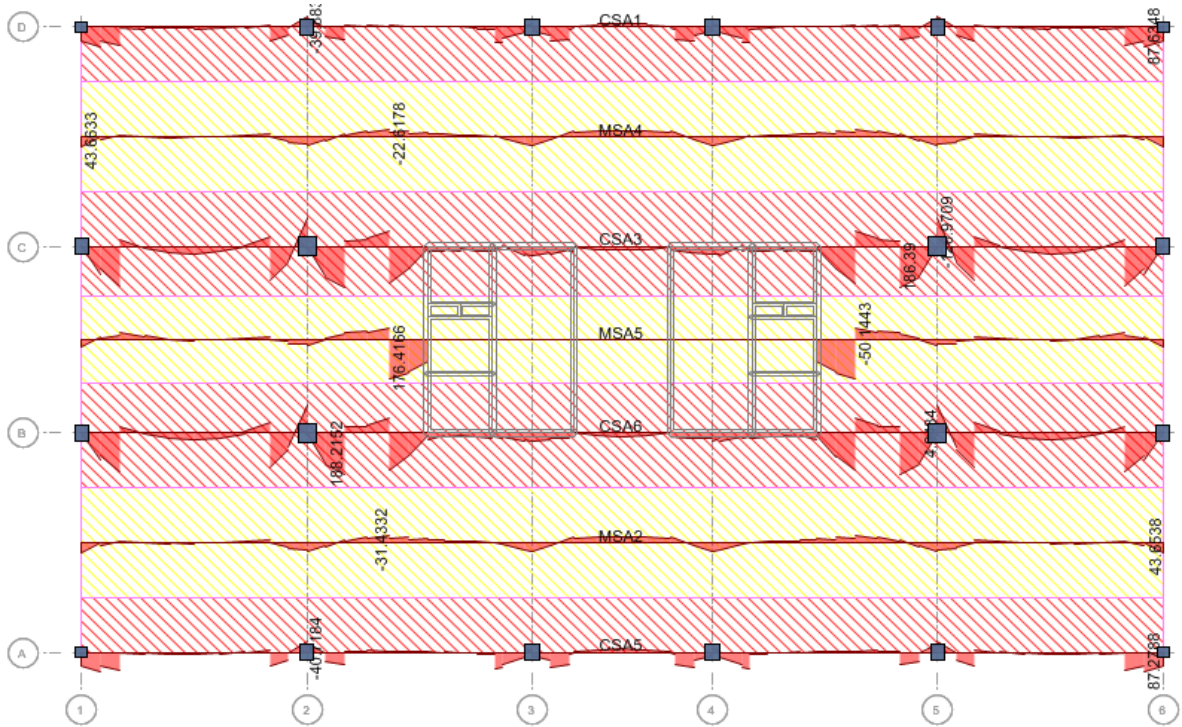


2. Ứng suất cho phép

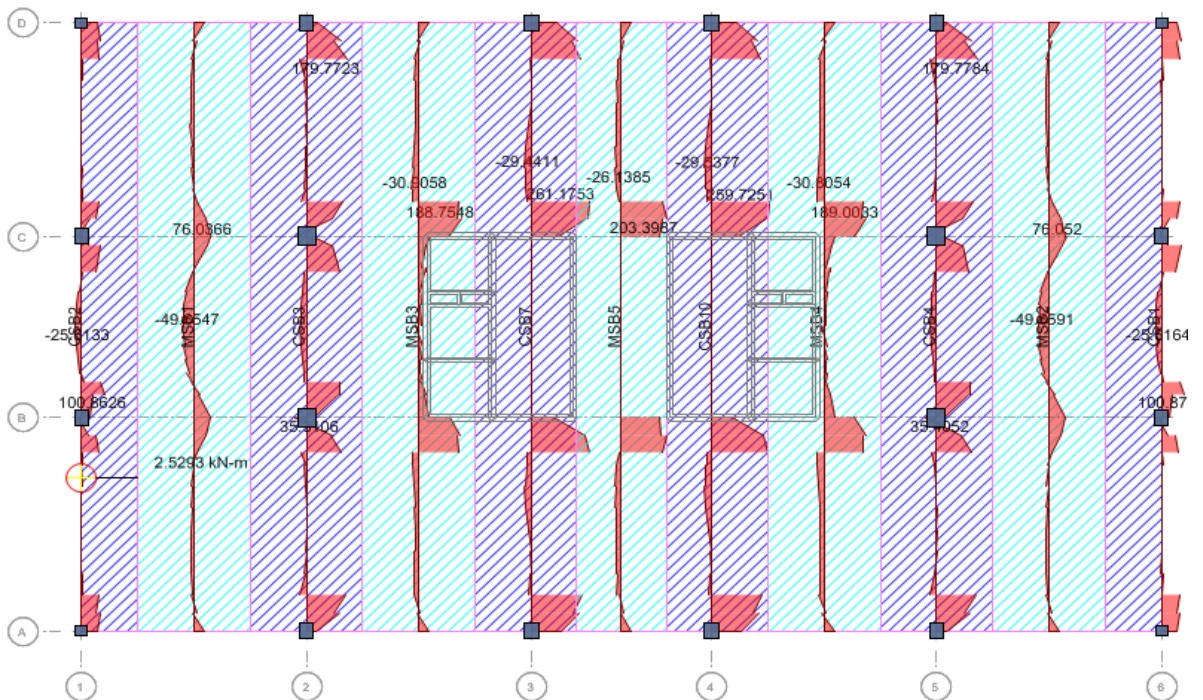
Ứng suất nén cho phép:  $0.6f'_{ci} = 15\text{MPa}$

Ứng suất kéo cho phép:  $0.25\sqrt{f'_{ci}} = 1.25\text{MPa}$

3. Kết quả nội lực



Hình 6.18 – Môment theo phương X



Hình 6.19 – Môment theo phương Y

4. Kết quả kiểm tra

Bảng 6.10 – Kiểm tra ứng suất giai đoạn truyền ứng lực

Tên dãi	B (m)	Số cáp chọn	P (kN)	M <sub>+</sub> (kN.m)	M  <sub>-</sub> (kN.m)	A (m <sup>2</sup> )	W (m <sup>3</sup> )	σ <sub>c</sub> (MPa)	σ <sub>t</sub> (Mpa)	[f <sub>c</sub> ]	[f <sub>t</sub> ]
CSA1	2.5	12	2249.9	87.63	-51.65	1.000	0.067	-3.56	-0.94	Thỏa	Thỏa
CSA3	4.75	24	4499.7	186.39	-126.97	1.900	0.127	-3.84	-0.90	Thỏa	Thỏa
CSA5	2.5	12	2249.9	87.28	-52.58	1.000	0.067	-3.56	-0.94	Thỏa	Thỏa
CSA6	4.75	24	4499.7	188.22	-124.71	1.900	0.127	-3.85	-0.88	Thỏa	Thỏa
CSB1	2.5	12	2249.9	100.87	-25.62	1.000	0.067	-3.76	-0.74	Thỏa	Thỏa
CSB2	2.5	12	2249.9	100.86	-25.61	1.000	0.067	-3.76	-0.74	Thỏa	Thỏa
CSB3	5	24	4499.7	179.77	-56.15	2.000	0.133	-3.60	-0.90	Thỏa	Thỏa
CSB4	5	24	4499.7	179.78	-56.17	2.000	0.133	-3.60	-0.90	Thỏa	Thỏa
CSB7	4.5	24	4499.7	261.18	-31.85	1.800	0.120	-4.68	-0.32	Thỏa	Thỏa
MSA2	5	9	1687.4	43.65	-31.43	1.150	0.044	-2.46	-0.48	Thỏa	Thỏa
MSA4	5	9	1687.4	43.66	-31.10	1.150	0.044	-2.46	-0.48	Thỏa	Thỏa
MSA5	4	6	1124.9	176.42	-50.14	1.600	0.107	-2.36	0.95	Thỏa	Thỏa
MSB1	5	9	1687.4	76.04	-49.65	1.150	0.044	-3.19	0.26	Thỏa	Thỏa
MSB2	5	9	1687.4	76.05	-49.66	1.150	0.044	-3.19	0.26	Thỏa	Thỏa
MSB3	5	9	1687.4	188.75	-33.06	2.000	0.133	-2.26	0.57	Thỏa	Thỏa
MSB4	5	9	1687.4	189.00	-33.19	2.000	0.133	-2.26	0.57	Thỏa	Thỏa
MSB5	4	9	1687.4	203.40	-29.76	1.600	0.107	-2.96	0.85	Thỏa	Thỏa
CSB10	4.5	24	4499.7	259.73	-32.21	1.800	0.120	-4.66	0.34	Thỏa	Thỏa

6.10. KIỂM TRA ỨNG SUẤT GIAI ĐOẠN SỬ DỤNG (SLS)

Giai đoạn này bê tông đạt đủ cường độ sau 28 ngày, ứng lực mất mát cả tổn hao ngắn hạn và dài hạn.

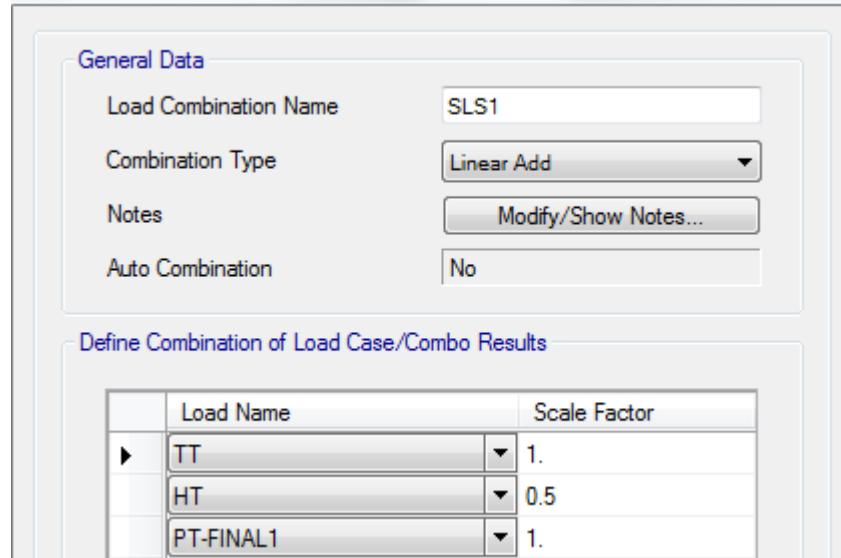
Tải trọng kiểm tra là tải tiêu chuẩn.

Sàn được thiết kế theo loại U (Uncrack) không cho phép nứt giai đoạn sử dụng (service load stage) do đó cần phải kiểm tra và khống chế ứng suất cho phép.

## 1. Tổ hợp kiểm tra

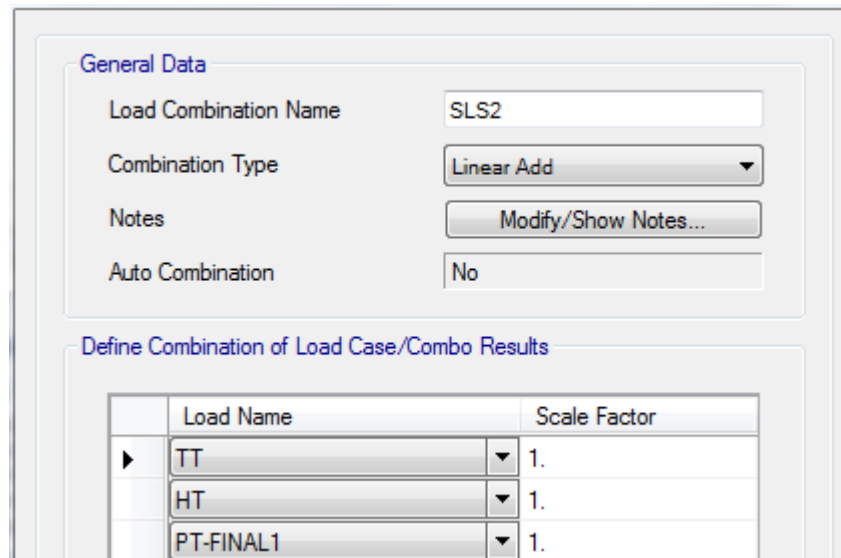
SLS1: 1.0 D + 0.5 L + 1.0 PT-Final

SLS2: 1.0 D + 1.0 L + 1.0 PT-Final



Load Name	Scale Factor
TT	1.
HT	0.5
PT-FINAL1	1.

Hình 6.20 – Tổ hợp SLS1



Load Name	Scale Factor
TT	1.
HT	1.
PT-FINAL1	1.

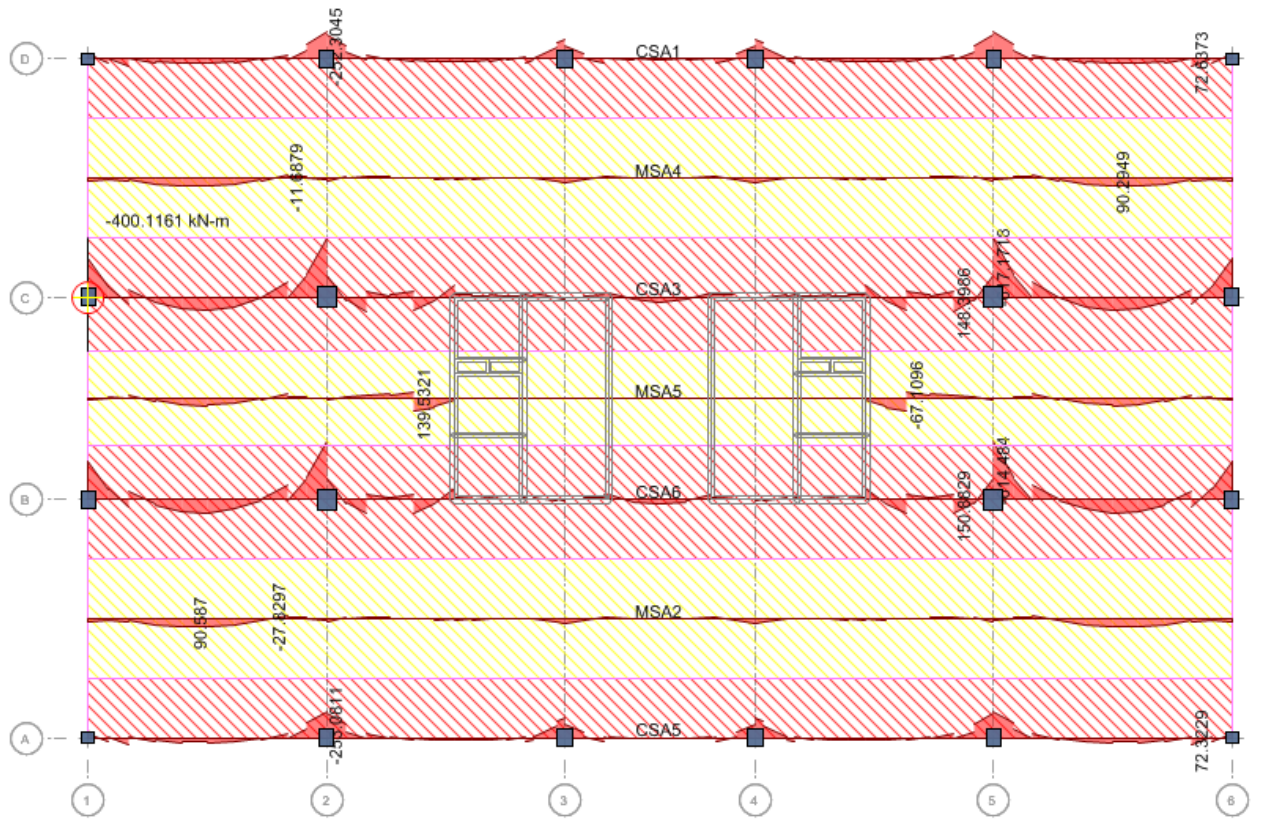
Hình 6.21 – Tổ hợp SLS2

## 2. Ứng suất cho phép

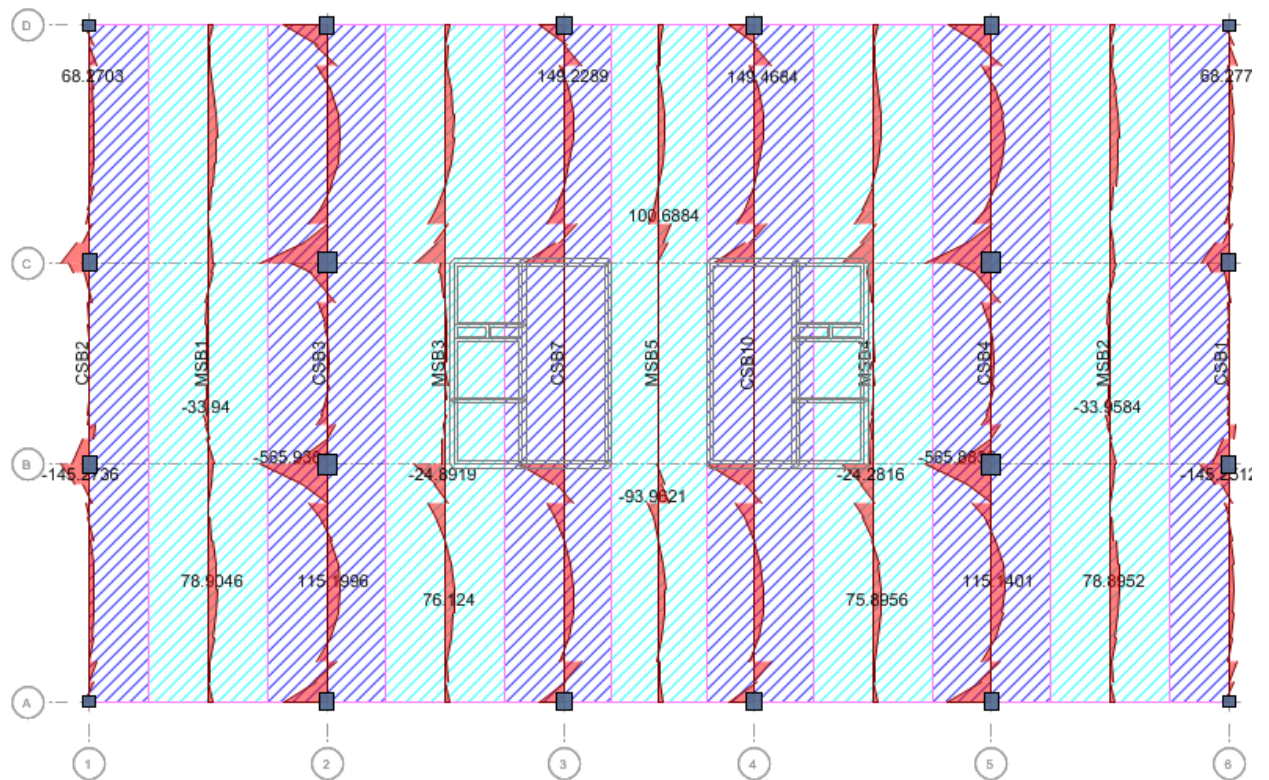
Ứng suất nén cho phép:  $\begin{cases} 0.45f'_c = 13.5 \text{ MPa (SLS1)} \\ 0.6f'_c = 18 \text{ MPa (SLS2)} \end{cases}$

Ứng suất kéo cho phép:  $0.5\sqrt{f'_c} = 2.74 \text{ MPa}$

3. Kết quả nội lực

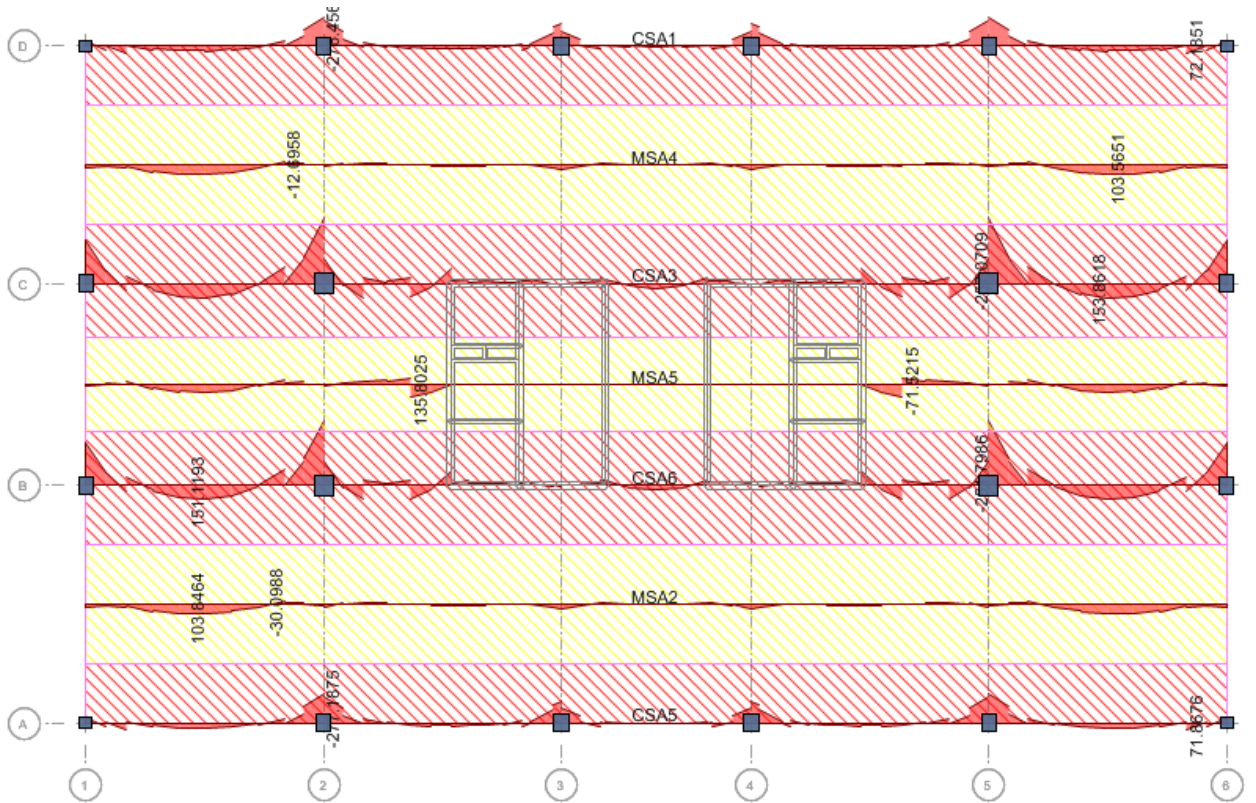


Hình 6.22 – Môment tổ hợp SLS1 theo phương X

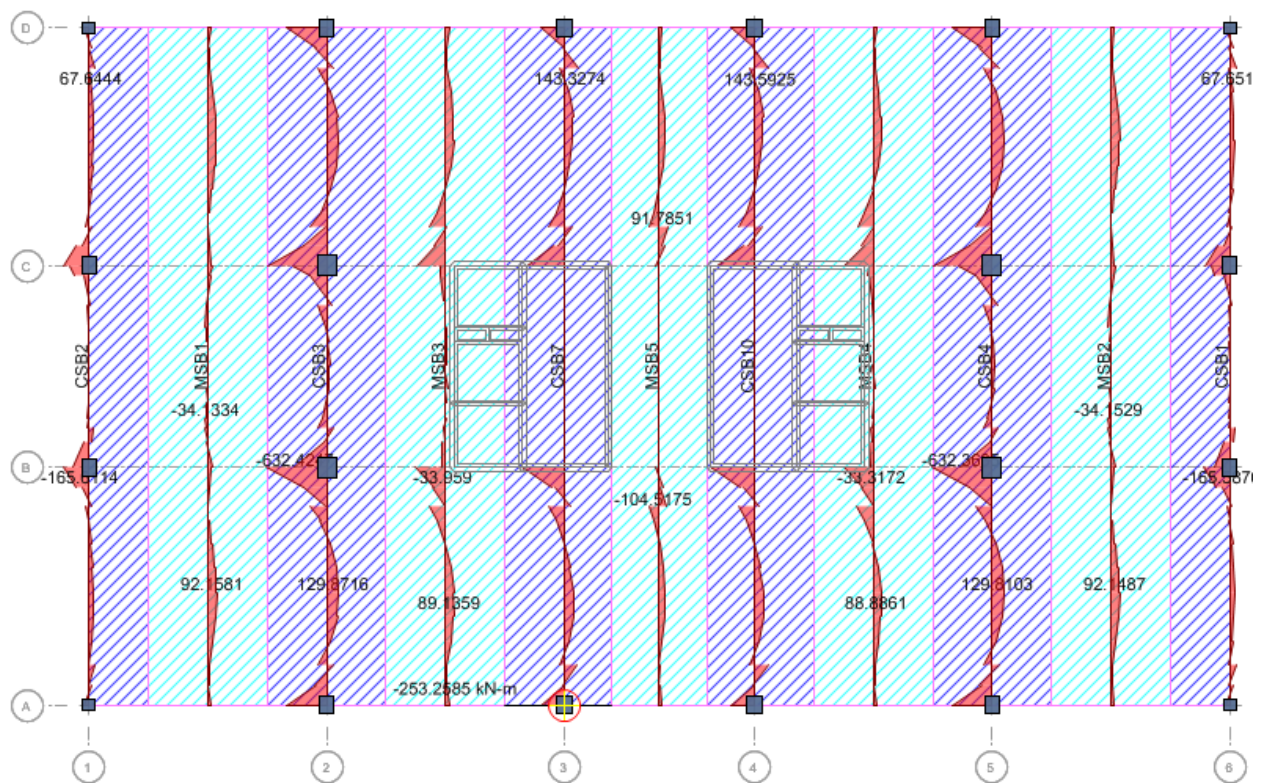


Hình 6.23 – Môment tổ hợp SLS1 theo phương Y





Hình 6.24 – Môment tổ hợp SLS2 theo phương X



Hình 6.25 – Môment tổ hợp SLS2 theo phương Y

4. Kết quả kiểm tra

Bảng 6.11 – kết quả kiểm tra với tổ hợp SLS1

Tên dãi	B (m)	Số cấp chọn	P (kN)	M <sub>+</sub> (kN.m)	M  <sub>-</sub> (kN.m)	A (m <sup>2</sup> )	W (m <sup>3</sup> )	σ <sub>c</sub> (MPa)	σ <sub>t</sub> (Mpa)	[f <sub>c</sub> ]	[f <sub>t</sub> ]
CSA1	2.5	12	1999.9	72.64	-282.614	1.000	0.067	-6.24	2.24	Thỏa	Thỏa
CSA3	4.75	24	3999.7	148.40	-617.172	1.900	0.127	-6.98	2.77	Thỏa	Tính Thép
CSA5	2.5	12	1999.9	72.32	-283.32	1.000	0.067	-6.25	2.25	Thỏa	Thỏa
CSA6	4.75	24	3999.7	150.88	-614.484	1.900	0.127	-6.96	2.75	Thỏa	Tính Thép
CSB1	2.5	12	1999.9	68.28	-242.811	1.000	0.067	-5.64	1.64	Thỏa	Thỏa
CSB2	2.5	12	1999.9	68.27	-242.863	1.000	0.067	-5.64	1.64	Thỏa	Thỏa
CSB3	5	24	3999.7	115.20	-565.938	2.000	0.133	-6.24	2.24	Thỏa	Thỏa
CSB4	5	24	3999.7	115.14	-565.884	2.000	0.133	-6.24	2.24	Thỏa	Thỏa
CSB7	4.5	24	3999.7	149.23	-381.84	1.800	0.120	-5.40	0.96	Thỏa	Thỏa
MSA2	5	9	1499.9	90.59	-27.8297	2.000	0.133	-1.43	-0.07	Thỏa	Thỏa
MSA4	5	9	1499.9	90.29	-28.2578	1.100	0.040	-3.60	0.88	Thỏa	Thỏa
MSA5	4	6	999.9	139.53	-67.1096	1.600	0.107	-1.93	0.68	Thỏa	Thỏa
MSB1	5	9	1499.9	78.90	-33.94	1.100	0.040	-3.32	0.59	Thỏa	Thỏa
MSB2	5	9	1499.9	78.90	-33.9584	1.100	0.040	-3.32	0.59	Thỏa	Thỏa
MSB3	5	9	1499.9	76.12	-268.099	2.000	0.133	-2.76	1.26	Thỏa	Thỏa
MSB4	5	9	1499.9	75.90	-265.967	2.000	0.133	-2.74	1.24	Thỏa	Thỏa
MSB5	4	9	1499.9	100.69	-93.9621	1.600	0.107	-1.88	0.01	Thỏa	Thỏa
CSB10	4.5	24	3999.7	149.47	-397.744	1.800	0.120	-5.54	1.09	Thỏa	Thỏa

Bảng 6.12 – Kết quả kiểm tra với tổ hợp SLS2

Tên dãi	B (m)	Số cấp chọn	P (kN)	M <sub>+</sub> (kN.m)	M  <sub>-</sub> (kN.m)	A (m <sup>2</sup> )	W (m <sup>3</sup> )	σ <sub>c</sub> (MPa)	σ <sub>t</sub> (Mpa)	[f <sub>c</sub> ]	[f <sub>t</sub> ]
CSA1	2.5	12	1999.9	72.19	-309.384	1.000	0.067	-6.64	2.64	Thỏa	Thỏa
CSA3	4.75	24	3999.7	153.86	-686.698	1.900	0.127	-7.53	3.32	Thỏa	Tính Thép
CSA5	2.5	12	1999.9	71.87	-310.043	1.000	0.067	-6.65	2.65	Thỏa	Thỏa
CSA6	4.75	24	3999.7	151.12	-683.861	1.900	0.127	-7.50	3.29	Thỏa	Tính Thép
CSB1	2.5	12	1999.9	67.65	-268.867	1.000	0.067	-6.03	2.03	Thỏa	Thỏa
CSB2	2.5	12	1999.9	67.64	-268.922	1.000	0.067	-6.03	2.03	Thỏa	Thỏa
CSB3	5	24	3999.7	129.87	-632.425	2.000	0.133	-6.74	2.74	Thỏa	Tính Thép

Tên dãi	B (m)	Số cáp chọn	P (kN)	M <sub>+</sub> (kN.m)	M  <sub>-</sub> (kN.m)	A (m <sup>2</sup> )	W (m <sup>3</sup> )	σ <sub>c</sub> (MPa)	σ <sub>t</sub> (Mpa)	[f <sub>c</sub> ]	[f <sub>t</sub> ]
CSB4	5	24	3999.7	129.81	-632.364	2.000	0.133	-6.74	2.74	Thỏa	Tính Thép
CSB7	4.5	24	3999.7	143.33	-438.089	1.800	0.120	-5.87	1.43	Thỏa	Thỏa
MSA2	5	9	1499.9	103.85	-30.0988	1.150	0.044	-3.66	1.05	Thỏa	Thỏa
MSA4	5	9	1499.9	103.57	-30.5525	1.150	0.044	-3.65	1.05	Thỏa	Thỏa
MSA5	4	6	999.9	135.80	-71.5215	1.600	0.107	-1.90	0.65	Thỏa	Thỏa
MSB1	5	9	1499.9	92.16	-34.1334	1.150	0.044	-3.39	0.79	Thỏa	Thỏa
MSB2	5	9	1499.9	92.15	-34.1529	1.150	0.044	-3.39	0.79	Thỏa	Thỏa
MSB3	5	9	1499.9	89.14	-317.447	2.000	0.133	-3.13	1.63	Thỏa	Thỏa
MSB4	5	9	1499.9	88.89	-315.179	2.000	0.133	-3.11	1.61	Thỏa	Thỏa
MSB5	4	9	1499.9	91.79	-104.518	1.600	0.107	-1.92	0.04	Thỏa	Thỏa
CSB10	4.5	24	3999.7	143.59	-455.079	1.800	0.120	-6.01	1.57	Thỏa	Thỏa

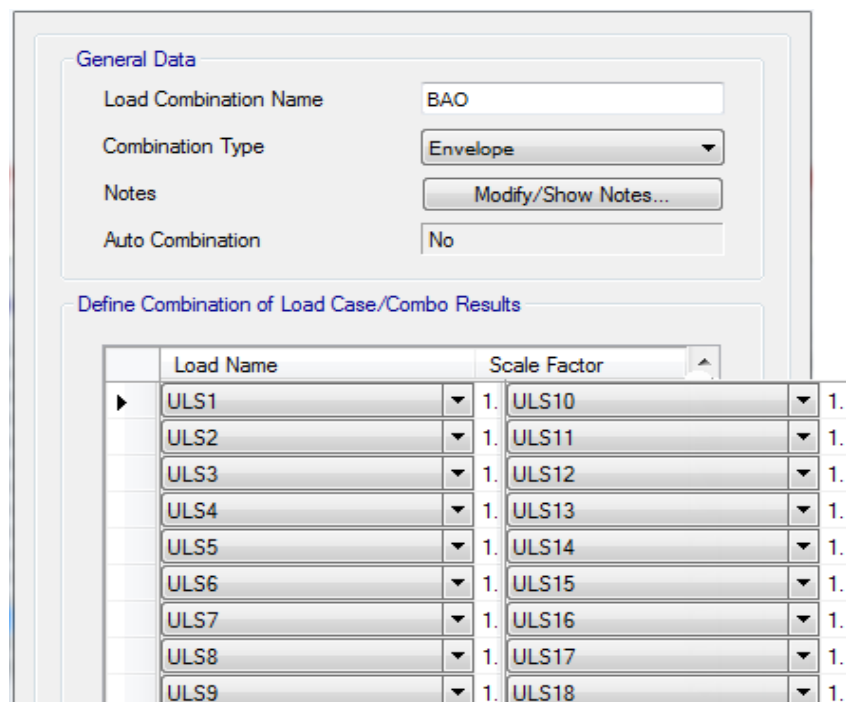
### 6.11. KIỂM TRA CƯỜNG ĐỘ GIAI ĐOẠN CỰC HẠN (ULS)

Tải trọng kiểm tra là tải tính toán.

Dự ứng lực chỉ xét đến cường độ của cáp (sức kháng) và momen thứ cấp của cáp (PT-HP).

#### 1. Tổ hợp tính toán

Tổ hợp BAO



Hình 6.26 – Tổ hợp bao

**2. Điều kiện kiểm tra**

Điều kiện đảm bảo khả năng chịu uốn:

$$M \leq \phi M_u = \phi \left[ f_{ps} A_{ps} (d_p - a/2) + f_y A_s (d - a/2) \right]$$

Hệ số giảm độ bền  $\phi$  của cấu kiện chịu uốn:  $\phi=0.9$

$a$  là chiều cao vùng bê tông chịu nén theo giả thiết của Whitney

$$a = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

Ứng suất trong thép U<sub>LT</sub> ở trạng thái giới hạn (ACI 18.7.2), cấp U<sub>LT</sub> dính kết:

$$f_{ps} = f_{pu} \left[ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left( \frac{A_{ps} f_{pu}}{bd_p f'_c} \right) \right]$$

$\gamma_p$  phụ thuộc vào loại thép U<sub>LT</sub>:

$\gamma_p = 0.55$  cho thép thanh ( $f_{py}/f_{pu} \geq 0.8$ );

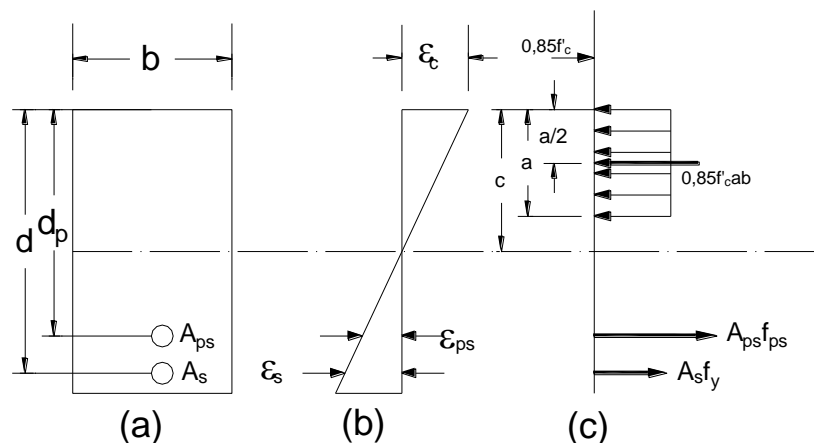
$\gamma_p = 0.40$  cho sợi và cáp (stress – relieved) ( $f_{py}/f_{pu} \geq 0.85$ );

$\gamma_p = 0.28$  cho sợi và cáp (low – relaxation) ( $f_{py}/f_{pu} \geq 0.90$ ).

Giá trị  $\beta_1 = 0.85$  được xác định như sau:

$\beta_1 = 0.85$  khi  $f'_c \leq 30\text{MPa}$

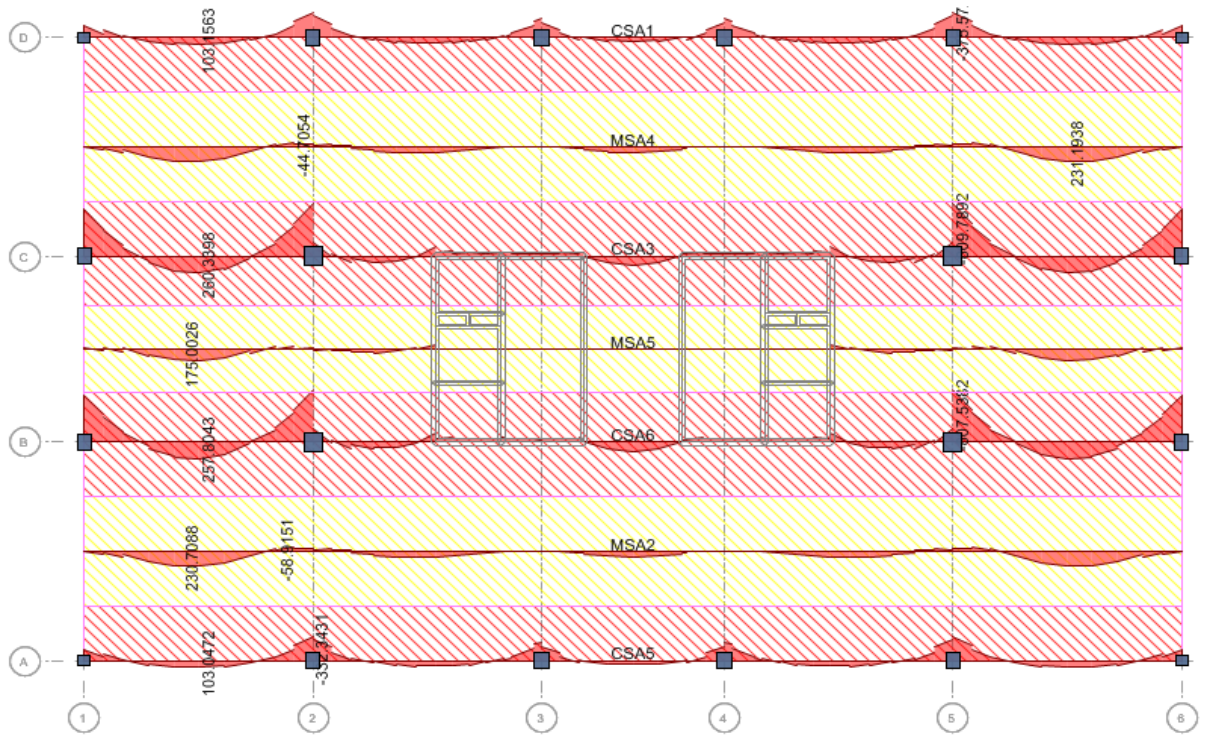
$\beta_1 = 0.85 - 0.008(f'_c - 30)$  khi  $f'_c > 30\text{MPa}$



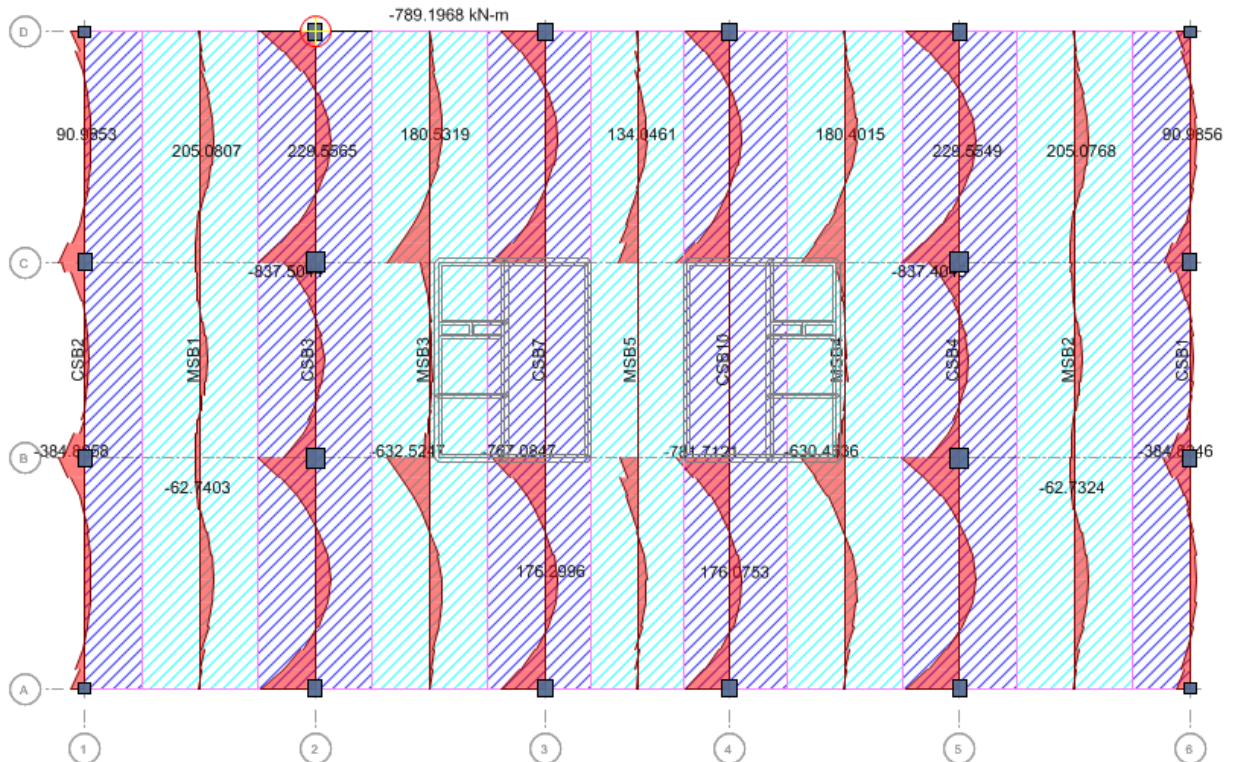
**Hình 6.27** – Sơ đồ ứng suất để xác định moment giới hạn



3. Kết quả nội lực



Hình 6.28 – Môment theo phương X



Hình 6.29 – Môment theo phương Y

## 4. Kết quả kiểm tra

Bảng 6.13 – Kết quả kiểm tra giai đoạn ULS

Dãy	Vị trí	B (m)	A <sub>sp</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	d <sub>p</sub> (mm)	d (mm)	ρ <sub>p</sub>	γ <sub>p</sub>	β <sub>1</sub>	f <sub>ps</sub> (Mpa)	a (mm)	Φ	ΦM <sub>n</sub> (kN.m)	M <sub>u</sub> (kN.m)	Kiểm tra
CSA1	Nhịp	2.5	1680	904	160	199	0.0034	0.40	0.85	1640.09	58.502	0.9	378.10	103.16	Thỏa
	Gối	2.5	1680	2618	330	369	0.0018	0.40	0.85	1741.40	74.289	0.9	1076.04	-375.57	Thỏa
CSA3	Nhịp	4.75	3360	1808	160	199	0.0036	0.40	0.85	1628.52	61.196	0.9	744.13	260.34	Thỏa
	Gối	4.75	3360	4928	330	369	0.0019	0.40	0.85	1735.16	76.801	0.9	2101.91	-809.79	Thỏa
CSA6	Nhịp	4.75	3360	1808	160	199	0.0036	0.40	0.85	1628.52	61.196	0.9	744.13	257.80	Thỏa
	Gối	4.75	3360	4928	330	369	0.0019	0.40	0.85	1735.16	76.801	0.9	2101.91	-807.54	Thỏa
CSB1	Nhịp	2.5	1680	904	180	187	0.0036	0.40	0.85	1625.98	58.056	0.9	421.29	90.99	Thỏa
	Gối	2.5	1680	2618	350	357	0.0019	0.40	0.85	1737.42	74.162	0.9	1116.01	-384.83	Thỏa
CSB2	Nhịp	2.5	1680	904	180	187	0.0036	0.40	0.85	1625.98	58.056	0.9	421.29	90.99	Thỏa
	Gối	2.5	1680	2618	350	357	0.0019	0.40	0.85	1737.42	74.162	0.9	1116.01	-384.90	Thỏa
CSB3	Nhịp	5	3360	1921	180	187	0.0036	0.40	0.85	1625.98	58.47	0.9	847.68	229.56	Thỏa
	Gối	5	3360	5082	350	357	0.0019	0.40	0.85	1737.42	73.597	0.9	2216.71	-837.50	Thỏa
CSB4	Nhịp	5	3360	1921	180	187	0.0036	0.40	0.85	1625.98	58.47	0.9	847.68	229.55	Thỏa
	Gối	5	3360	5082	350	357	0.0019	0.40	0.85	1737.42	73.597	0.9	2216.71	-837.40	Thỏa
CSB7	Nhịp	4.5	3360	1695	180	187	0.0040	0.40	0.85	1599.98	63.132	0.9	810.65	176.30	Thỏa
	Gối	4.5	3360	4620	350	357	0.0021	0.40	0.85	1723.80	79.412	0.9	2132.02	-767.08	Thỏa
MSA2	Nhịp	5	1260	1921	160	199	0.0013	0.40	0.85	1777.53	28.131	0.9	418.86	230.71	Thỏa
	Gối	5	1260	5082	330	369	0.0007	0.40	0.85	1815.53	40.184	0.9	1260.42	-58.92	Thỏa
MSA5	Nhịp	4	840	1469	160	199	0.0011	0.40	0.85	1791.28	24.442	0.9	296.43	175.00	Thỏa
	Gối	4	840	4158	330	369	0.0006	0.40	0.85	1822.94	37.093	0.9	940.70	-56.20	Thỏa
MSB1	Nhịp	5	1260	1921	180	187	0.0013	0.40	0.85	1772.24	28.068	0.9	450.17	205.08	Thỏa
	Gối	5	1260	5082	350	357	0.0007	0.40	0.85	1814.03	40.166	0.9	1279.66	-70.07	Thỏa
MSB2	Nhịp	5	1260	1921	180	187	0.0013	0.40	0.85	1772.24	28.068	0.9	450.17	205.08	Thỏa
	Gối	5	1260	5082	350	357	0.0007	0.40	0.85	1814.03	40.166	0.9	1279.66	-70.06	Thỏa

Dãy	Vị trí	B (m)	A <sub>sp</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	d <sub>p</sub> (mm)	d (mm)	ρ <sub>p</sub>	γ <sub>p</sub>	β <sub>1</sub>	f <sub>ps</sub> (Mpa)	a (mm)	Φ	ΦM <sub>n</sub> (kN.m)	M <sub>u</sub> (kN.m)	Kiểm tra
MSB3	Nhịp	5	1260	1921	180	187	0.0013	0.40	0.85	1772.24	28.068	0.9	450.17	180.53	Thỏa
	Gối	5	1260	5082	350	357	0.0007	0.40	0.85	1814.03	40.166	0.9	1279.66	-632.52	Thỏa
MSB4	Nhịp	5	1260	1921	180	187	0.0013	0.40	0.85	1772.24	28.068	0.9	450.17	180.40	Thỏa
	Gối	5	1260	5082	350	357	0.0007	0.40	0.85	1814.03	40.166	0.9	1279.66	-630.46	Thỏa
MSB5	Nhịp	4	1260	1469	180	187	0.0017	0.40	0.85	1750.30	32.686	0.9	412.83	134.05	Thỏa
	Gối	4	1260	4158	350	357	0.0009	0.40	0.85	1802.54	45.798	0.9	1156.23	-272.77	Thỏa
CSB10	Nhịp	4.5	3360	1695	180	187	0.0040	0.40	0.85	1599.98	63.132	0.9	810.65	176.08	Thỏa
	Gối	4.5	3360	4620	350	357	0.0021	0.40	0.85	1723.80	79.412	0.9	2132.02	-781.71	Thỏa

## 6.12. TÍNH TOÁN THÉP GIA CƯỜNG

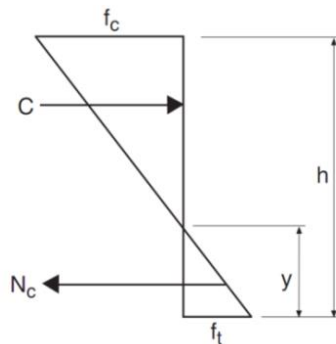
- + Ở vùng momen dương, khi ứng suất kéo trong bê tông tại giai đoạn sử dụng vượt quá  $0,17\sqrt{f'_c}$  nhưng không lớn hơn  $0,5\sqrt{f'_c}$  hàm lượng cốt thép thường tối thiểu là:

$$A_s = \frac{N_c}{0.6 \times f_y}$$

Trong đó:

$N_c$ : lực kéo trong bê tông ở giai đoạn sử dụng.

$f_y$ : giới hạn chảy của cốt thép thường, lấy không lớn hơn 420 Mpa.



**Hình 6.30** – Tính toán lực kéo trên tiết diện bê tông khi  $f_t > 0,17\sqrt{f'_c}$

Các cốt thép thường được bố trí ở mặt dưới để hạn chế vết nứt khi ứng suất kéo vượt quá giới hạn yêu cầu theo tiêu chuẩn. Chiều dài thép không được nhỏ hơn 1/3 chiều dài thông thủy của nhịp nhưng không cần thiết phải kéo vào gối tựa.

Tuy nhiên khi các cốt thép này được bố trí theo yêu cầu chịu lực thì cần phải thỏa mãn yêu cầu: ở nhịp biên phải có ít nhất 1/3 số thanh thép phải được kéo vào gối tựa, ở các nhịp giữa số thanh này là 1/4.

Lấy trường hợp ứng suất kéo lớn nhất để tính thép gia cường

Dãy	$f_c$ (MPa)	$f_t$ (MPa)	y (m)	$N_c$ (kN)	$f_y$ (MPa)	$A_s^{tt}$ (cm <sup>2</sup> )	Chọn thép	$A_s$ chọn (cm <sup>2</sup> )
MSB3	3.13	1.63	0.079	321.19	390	13.73	Ø12a300	18.85

⇒ Vậy bố trí thép lớp dưới  $\phi$  12a300

- + Tại vị trí các đầu cột có moment âm khá lớn, cần tính toán thêm diện tích cốt thép gia cường ở đầu cột theo công thức:  $A_{S \min} = 0,00075A_{cf}$ , với  $A_{cf}$  là diện tích mặt cắt ngang lớn nhất của dải bản.

$$A_{S \min} = 0,00075A_{cf} = 0,00075 \times (400 \times 5000) = 1500 \text{ mm}^2$$

⇒ Chọn cốt thép gia cường tại đầu cột: 20Φ14a150 ( $A_s = 3079 \text{ mm}^2$ )

+ Ngoài ra, để giảm co ngót, từ biển cho bê tông thì lớp trên sàn đặt thép cấu tạo Φ10a300

### 6.13. KIỂM TRA KHẢ NĂNG CHỊU CẮT CỦA SÀN

Khả năng chịu cắt của bản sàn được kiểm tra trong trường hợp bản sàn 2 phương ta chỉ cần kiểm tra với trường hợp sàn bị phá hoại do lực cắt theo 2 phương hay còn gọi là phá hoại do xuyên thủng.

Kết cấu dạng bản, chịu tác dụng của lực phân bố đều trên 1 diện tích hạn chế cần được tính toán chống nén thủng theo điều kiện :

$$F \leq \alpha \cdot R_{bt} \cdot u_m \cdot h_0$$

Trong đó:

F : là lực nén thủng;

$\alpha$  : là hệ số, đối với bê tông nặng  $\alpha = 1.0$

$u_m$ : là giá trị trung bình của chu vi đáy trên và đáy dưới tháp nén thủng hình thành khi bị nén thủng, trong phạm vi chiều cao làm việc của tiết diện.

Khi xác định  $u_m$  và F giả thiết rằng sự nén thủng theo mặt nghiêng của tháp có đáy nhỏ là diện tích chịu tác dụng của lực nén thủng, còn mặt bên nghiêng một góc 45° so với phương ngang.

#### 1. Kiểm tra khả năng chọc thủng của bản sàn tại vị trí cột biên

Kích thước tiết diện cột biên 600x700 mm

+ **Kiểm tra chọc thủng tại vị trí cột với mũ:**  $h_0 = 0.375 \times \sqrt{2} = 0.53 \text{ (m)}$

$$u_m = b + 2h + 2h_0 = 0.6 + 2 \times 0.7 + 2 \times 0.53 = 3.05 \text{ (m)}$$

$$F = q[A - (b + 2h_0)(h + h_0)]$$

$$= (9.60 + 1.95) \times \left[ 10 \times \frac{10}{2} - (1 + 2 \times 0.53) \times (1 + 0.53) \right] = 542 \text{ (kN)}$$

$$\alpha R_{bt} u_m h_0 = 1 \times 1.4 \times 10^3 \times 3.05 \times 0.53 = 2220 \text{ (kN)} > F = 542 \text{ (kN)}$$

⇒ Vây mũ đủ khả năng chịu cắt

+ **Kiểm tra chọc thủng tại vị trí mũ cột với bản sàn:**  $h_0 = 0.21 \times \sqrt{2} = 0.30 \text{ (m)}$

$$u_m = 2b + 2h_0 + h = 2 \times 1.7 + 2 \times 0.30 + 3.3 = 7.30 \text{ (m)}$$

$$F = q[A - (h + 2h_0)(b + h_0)]$$

$$= (9.60 + 1.95) \times \left[ 10 \times \frac{10}{2} - (3.3 + 2 \times 0.30) \times (1.7 + 0.30) \right] = 487 \text{ (kN)}$$

$$\alpha R_{bt} u_m h_0 = 1 \times 1.4 \times 10^3 \times 7.36 \times 0.30 = 3091 \text{ (kN)} > F = 487 \text{ (kN)}$$

⇒ Vậy sàn đủ khả năng chịu cắt

## 2. Kiểm tra khả năng chọc thủng của bản sàn tại vị trí cột giữa

Kích thước tiết diện cột giữa 800x900 mm

+ **Kiểm tra chọc thủng tại vị trí cột với mũ:**  $h_0 = 0.375 \times \sqrt{2} = 0.53 \text{ (m)}$

$$u_m = 2b + 2h + 4h_0 = 2 \times 0.8 + 2 \times 0.9 + 4 \times 0.53 = 5.52 \text{ (m)}$$

$$F = q[A - (b + 2h_0)(h + 2h_0)]$$

$$= (9.60 + 1.95) \times [10 \times 9.25 - (0.8 + 2 \times 0.53) \times (0.9 + 2 \times 0.53)] = 1026 \text{ (kN)}$$

$$\alpha R_{bt} u_m h_0 = 1 \times 1.4 \times 10^3 \times 5.52 \times 0.53 = 4096 \text{ (kN)} > F = 1026 \text{ (kN)}$$

⇒ Vậy mũ đủ khả năng chịu cắt

+ **Kiểm tra chọc thủng tại vị trí mũ cột với bản sàn:**  $h_0 = 0.21 \times \sqrt{2} = 0.30 \text{ (m)}$

$$u_m = 2b + 2h + 4h_0 = 2 \times 3.3 + 2 \times 3.3 + 4 \times 0.3 = 13.10 \text{ (m)}$$

$$F = q[A - (b + 2h_0)(h + 2h_0)]$$

$$= (9.60 + 1.95) \times [10 \times 9.25 - (3.3 + 2 \times 0.3) \times (3.3 + 2 \times 0.3)] = 893 \text{ (kN)}$$

$$\alpha R_{bt} u_m h_0 = 1 \times 1.4 \times 10^3 \times 13.10 \times 0.30 = 5502 \text{ (kN)} > F = 893 \text{ (kN)}$$

⇒ Vậy sàn đủ khả năng chịu cắt

## 3. Kiểm tra khả năng chọc thủng của bản sàn tại vị trí vách

Kích thước tiết diện vách 300x8500 mm

+ **Kiểm tra chọc thủng tại vị trí vách với mũ:**  $h_0 = 0.375 \times \sqrt{2} = 0.53 \text{ (m)}$

$$u_m = 2b + h + 2h_0 = 2 \times 0.3 + 8.5 + 2 \times 0.53 = 10.16 \text{ (m)}$$

$$F = q[A - (b + 2h_0)(h + h_0)]$$

$$= (9.60 + 1.95) \times \left[ 18.5 \times \frac{10}{2} - (0.3 + 2 \times 0.53) \times (8.5 + 0.53) \right] = 757 \text{ (kN)}$$

$$\alpha R_{bt} u_m h_0 = 1 \times 1.4 \times 10^3 \times 10.16 \times 0.53 = 7539 \text{ (kN)} > F = 757 \text{ (kN)}$$

⇒ Vậy mũ đủ khả năng chịu cắt



+ **Kiểm tra chọc thủng tại vị trí mũ vách với bản sàn:**  $h_0 = 0.21 \times \sqrt{2} = 0.30$  (m)

Kích thước tiết diện mũ 1500x8500

$$u_m = 2b + h + 2h_0 = 2 \times 1.5 + 8.5 + 2 \times 0.3 = 12.10 \text{ (m)}$$

$$F = q[A - (b + h_0)(h + 2h_0)] \\ = (9.60 + 1.95) \times [18.5 \times 5 - (1.5 + 0.3) \times (8.5 + 2 \times 0.3)] = 875 \text{ (kN)}$$

$$\alpha R_{bt} u_m h_0 = 1 \times 1.4 \times 10^3 \times 12.10 \times 0.3 = 5082 \text{ (kN)} > F = 875 \text{ (kN)}$$

⇒ Vạch sàn đủ khả năng chịu cắt

#### 6.14. TÍNH TOÁN THÉP GIA CƯỜNG ĐẦU NEO

Khi bê tông bị nén cục bộ, cường độ chịu nén được tăng lên do những phần xung quanh không trực tiếp chịu nén có tác dụng cản trở biến dạng ngang của phần trực tiếp chịu lực. Ứng suất nén cho phép của bê tông ngay sau khi neo phải thỏa mãn điều kiện:

$$f_b \leq 0,7f'_{ci} \sqrt{A_2 / A_1}$$

$$f_b \leq 1,25f'_{ci}$$

##### Trong đó:

$f'_{ci}$  - cường độ của bê tông tại thời điểm truyền lực, hệ số giảm độ bền được lấy  $\phi = 0,85$ ,

$A_1$  - diện tích bản neo;

$A_2$  - diện tích chịu nén tính toán, có hình dạng tương tự như diện tích  $A_g$

$$f_b = \frac{P}{A_g} = \frac{\sum P_{su}}{A_g}$$

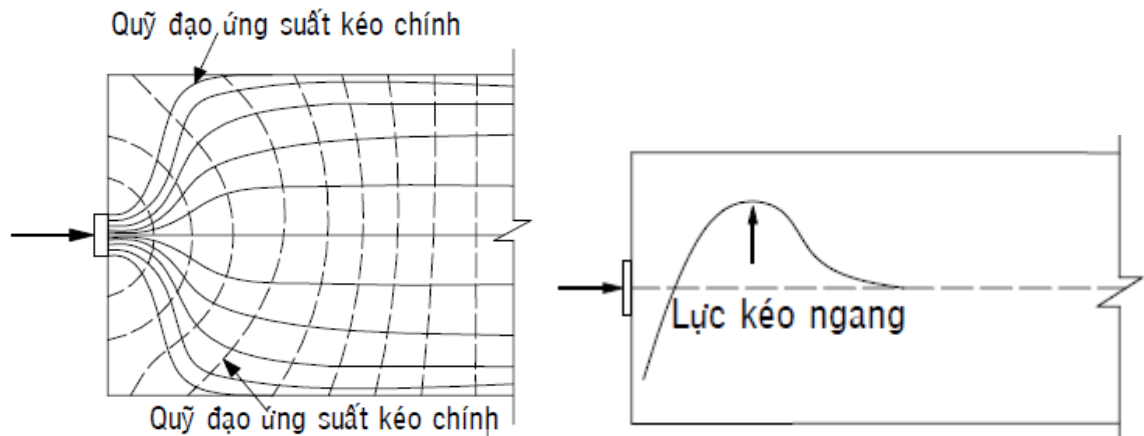
##### Trong đó:

$\sum P_{su}$  - tổng các lực căng trước tại vị trí neo xem xét

Lực căng trước  $P_{su}$  được tính toán với hệ số an toàn  $\gamma_p = 1,2$

$$P_{su} = \gamma_p (0,8f_{pu}) = 0,96f_{pu}$$

Trên **hình 6.31** Thể hiện sự phân tán ứng suất nén từ mặt truyền lực theo chiều dài của cầu kiện. chiều dài D cần thiết để phân tán ứng suất nén lấy bằng kích thước lớn hơn của tiết diện. Trong vùng phân tán ứng suất này xuất hiện ứng suất kéo ngang



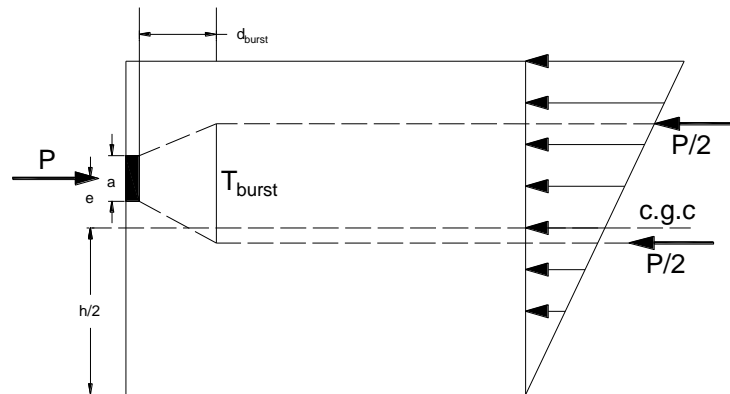
**Hình 6.31** – Sự phân bố ứng suất vào vùng neo

Lực kéo tổng hợp của ứng suất kéo ngang  $T_{burst}$  có thể xác định theo mô hình thanh chống giằng hoặc phân tích theo lý thuyết đàn hồi. Tiêu chuẩn ACI 318 cho phép sử dụng công thức gần đúng sau:

$$T_{burst} = 0,25 \sum P_{su} \left( 1 - \frac{a}{h} \right)$$

$$d_{burst} = 0,5 (h - 2e)$$

Trong đó các giá trị  $a, e, h, d_{burst}$  được thể hiện trên hình 1.13



**Hình 6.32** – Xác định lực kéo ngang  $T_{burst}$

Diện tích cốt thép ngang tính toán là:

$$A_s = \frac{T_{burst}}{f_s}$$

Nhằm hạn chế các vết nứt ngang, lấy  $f_s = 0,6 f_y$  và không lớn hơn 138,5 Mpa

$$f_b \leq 0,7 f'_{ci} \sqrt{A_2 / A_1}$$

$$f_b \leq 1,25 f'_{ci}$$



**Bảng 6.14** – Bảng kiểm tra khả năng chịu nén cục bộ

Số cấp	$f_{pu}$	$A_{ps}$	$P_{pu}$	$f_{ci}$	A	B	$A_1$	$A_2$	$f_b$	Kiểm tra
N <sup>o</sup>	(MPa)	(mm <sup>2</sup> )	(N)	(MPa)	(mm)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm <sup>2</sup> )	(MPa)	
5	1860	140	1249920	16.32	220	78	17160	51480	24.28	Thỏa

**Diện tích cốt thép ngang:**

Lực kéo tổng hợp của ứng suất kéo ngang  $T_{burst}$  có thể xác định theo mô hình thanh chống giằng hoặc phân tích theo lý thuyết đàn hồi. Tiêu chuẩn ACI 318 cho phép sử dụng công thức gần đúng sau:

$$T_{burst} = 0,25 \sum P_{su} \left( 1 - \frac{a}{h} \right)$$

$$d_{burst} = 0,5 (h - 2e)$$

Trong đó các giá trị a, e, h,  $d_{burst}$  được thể hiện trên hình 7.32

**Bảng 6.15** – Diện tích cốt thép ngang

Số cấp	$f_{pu}$	$A_{ps}$	$P_{pu}$	h	$h_{anc}$	$e_{anc}$	$d_{burst}$	$T_{burst}$	$f_s$	$A_s$	Chọn	$A_s$
N <sup>o</sup>	MPa	mm <sup>2</sup>	N	mm	mm	mm	mm	N	MPa	mm <sup>2</sup>		mm <sup>2</sup>
5	1860	140	1249920	230	78	25	100	214986	200	1075	<b>2x4Φ14</b>	1231

**6.15. TRIỂN KHAI BẢN VẼ**

Xem chi tiết bản vẽ KC – 07/14 và KC – 08/14

## CHƯƠNG 7: THIẾT KẾ KHUNG TRỤC 5

### 7.1. MỞ ĐẦU

Trong tính toán phần khung, sinh viên tính toán và triển khai bản vẽ dựa trên mô hình *không xét đến ảnh hưởng của cấp dự ứng lực*. Tuy nhiên, để thấy được mức độ ảnh hưởng của cấp dự ứng lực với công trình (không kể giai đoạn thi công), sinh viên thực hiện tính toán thêm đối với mô hình *có xét đến ảnh hưởng của cấp dự ứng lực* để so sánh. Khi tính toán cột, sinh viên tính theo cấu kiện chịu nén lệch tâm xiên bằng phương pháp quy về bài toán lệch tâm phẳng tương đương và sau đó kiểm tra lại bằng mô hình tương tác.

### 7.2. CÁC TRƯỜNG HỢP TẢI TRỌNG

**Bảng 7.1** – Các trường hợp tải trọng

STT	KÍ HIỆU	LOẠI	THÀNH PHẦN	GHI CHÚ
1	TT	DEAD	-	Tĩnh tải
2	HT	LIVE	-	Hoạt tải
3	GTX	WIND	-	Gió tĩnh theo phương X
4	GTY	WIND	-	Gió tĩnh theo phương Y
5	GDX	WIND	-	Gió động theo phương X
6	GDY	WIND	-	Gió động theo phương Y
7	GX	WIND	GTX+GDX	Gió theo phương X
8	GY	WIND	GTY+GDY	Gió theo phương Y
9	DDX	QUAKE	-	Động đất theo phương X
10	DDY	QUAKE	-	Động đất theo phương Y

### 7.3. TỔ HỢP NỘI LỰC

#### 7.3.1. Tổ hợp cơ bản (TCVN 2737:1995)

##### 7.3.1.1. Tổ hợp cơ bản 1

Cấu trúc: (1.0 x Tĩnh tải + 1.0 x Hoạt tải)

**Bảng 7.2** – Tổ hợp cơ bản 1

TT	TÊN TỔ HỢP	CẤU TRÚC TỔ HỢP
1	COMB1	Tĩnh tải + Hoạt tải
2	COMB2	Tĩnh tải + Gió theo phương X
3	COMB3	Tĩnh tải + Gió theo phương Y
4	COMB4	Tĩnh tải + Gió ngược phương X
5	COMB5	Tĩnh tải + Gió ngược phương Y

### 7.3.1.2. Tổ hợp cơ bản 2

Cấu trúc: (1.0 x Tĩnh tải + 0.9 x Tổng hoạt tải tạm thời làm tăng nội lực cấu kiện)

**Bảng 7.3** – Tổ hợp cơ bản 2

TT	TÊN TỔ HỢP	CẤU TRÚC TỔ HỢP
6	COMB8	Tĩnh tải + 0.9(Hoạt tải + Gió theo phương X)
7	COMB9	Tĩnh tải + 0.9(Hoạt tải + Gió theo phương Y)
8	COMB10	Tĩnh tải + 0.9(Hoạt tải + Gió ngược phương X)
9	COMB11	Tĩnh tải + 0.9(Hoạt tải + Gió ngược phương Y)

### 7.3.2. Tổ hợp đặc biệt

- Các quan điểm tổ hợp:
  - [TCVN 2737:1995]: “Tổ hợp tải trọng đặc biệt có hai tải trọng tạm thời trở lên, giá trị tải trọng đặc biệt được lấy không giảm, giá trị tính toán của tải trọng tạm thời hoặc nội lực tương ứng của chúng được nhân với hệ số tổ hợp như sau: tải trọng tạm thời dài hạn nhân với hệ số  $\psi_1 = 0.95$ , tải trọng tạm thời ngắn hạn nhân với hệ số  $\psi_2 = 0.8$  trừ những trường hợp đã được nói rõ trong tiêu chuẩn thiết kế các công trình trong vùng động đất hoặc tiêu chuẩn thiết kế kết cấu và nền móng khác.”

Như vậy, theo quan điểm này, tải trọng động đất được tổ hợp như sau:

Theo phương X: Tĩnh tải + 0.95 x HTNH + 0.8 x HTDH ± DDX

Theo phương Y: Tĩnh tải + 0.95 x HTNH + 0.8 x HTDH ± DDY

- [TCXD 375:2006]:

“Giá trị thiết kế  $E_d$  của các hệ quả tác động (bao gồm nội lực, chuyển vị, góc xoay v.v.) do động đất gây ra được xác định theo công thức:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ " + " } A_{Ed} \text{ " + " } \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Trong đó:

$G_{k,j}$  : giá trị đặc trưng của tĩnh tải,

$Q_{k,i}$  : giá trị đặc trưng của hoạt tải

$A_{Ed}$  : tác động động đất

$\psi_{2,i}$  : hệ số tổ hợp cho giá trị được coi là lâu dài của tác động thay đổi  $i$

Các hiệu ứng quán tính của tác động động đất thiết kế phải được xác định có xét đến các khối lượng liên quan tới tất cả các lực trọng trường xuất hiện trong tổ hợp tải trọng sau:

$$\sum G_{k,j} "+" \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

Trong đó:

$\psi_{E,i}$ : Hệ số tổ hợp tải trọng đối với tác động thay đổi thứ i ( $\psi_{E,i} = \varphi \psi_{2,i}$ )

Các hệ số tổ hợp  $\psi_{E,i}$  xét đến khả năng tác động thay đổi  $Q_{k,i}$  không xuất hiện trên toàn bộ công trình trong thời gian xảy ra động đất. Các hệ số này còn xét đến sự tham gia hạn chế của khối lượng vào chuyển động của kết cấu do mối liên kết không cứng giữa chúng.”

**Bảng 7.4** – Hệ số  $\psi_2$

Tác động		$\psi_2$
Tải trọng đặt lên nhà, loại		
Loại A	Khu vực nhà ở, gia đình	0.3
Loại B	Khu vực văn phòng	0.3
Loại C	Khu vực hội họp	0.6
Loại D	Khu vực mua bán	0.6
Loại E	Khu vực kho lưu trữ	0.8
Loại F	Khu vực giao thông, trọng lượng xe $\leq 30kN$	0.6
Loại G	Khu vực giao thông, $30kN \leq$ trọng lượng xe $\leq 160kN$	0.3
Loại H	Mái	0

**Bảng 7.5** – Giá trị  $\varphi$  để tính  $\psi_{E,i}$

Loại tác động thay đổi	Tầng	$\varphi$
Các loại từ A-C*	Mái	1.0
	Các tầng được sử dụng đồng thời	0.8
	Các tầng được sử dụng độc lập	0.5
Các loại từ D-F* và kho lưu trữ		1.0

Để thiên về an toàn, ta coi như công năng làm trung tâm thương mại của công trình chiếm ưu thế (khu vực mua bán) và lấy  $\psi_{E,i} = 0.6$

⇒ Như vậy, theo quan điểm của TCXD 375:2006, ta có các tổ hợp đặc biệt sau:

Theo phương X: Tĩnh tải + 0.6 x Hoạt tải + DDX

Theo phương Y: Tĩnh tải + 0.6 x Hoạt tải + DDY

### 7.3.3. Kết luận

Như vậy, theo 2 tiêu chuẩn có 2 quan điểm tổ hợp tải trọng đặc biệt khác nhau. Tuy nhiên chiếu theo TCVN 2737:1995 có nêu "...trừ những trường hợp đã được nói rõ trong tiêu chuẩn thiết kế các công trình trong vùng động đất hoặc tiêu chuẩn thiết kế kết cấu và nền móng khác". Do đó, sinh viên sử dụng cách tổ hợp theo TCXD 375:2006. Kết quả tổ hợp như bảng dưới đây.

**Bảng 7.6** – Bảng tổ hợp tải trọng

TT	TÊN TỔ HỢP	CẤU TRÚC TỔ HỢP
1	COMB1	TT + HT
2	COMB2	TT + GX
3	COMB3	TT + GY
4	COMB4	TT – GX
5	COMB5	TT – GY
6	COMB8	TT + 0,9(HT + GX)
7	COMB9	TT + 0,9(HT – GX)
8	COMB10	TT + 0,9(HT + GY)
9	COMB11	TT + 0,9(HT – GY)
10	COMB12	TT + 0.6HT + DDX
11	COMB13	TT + 0.6HT – DDX
12	COMB14	TT + 0.6HT + DDY
13	COMB15	TT + 0.6HT – DDY
14	<b>BAO</b>	<b>ENVE(COMB1, COMB2,...COMB9)</b>

**Bảng 7.7** – Chú thích các trường hợp tải trọng

TT	Ký hiệu	Tên tải trọng
1	TT	Tĩnh tải
2	HT	Hoạt tải
3	GX	Gió tĩnh theo phương X
4	-GX	Gió tĩnh theo phương -X
5	GY	Gió tĩnh theo phương Y
6	-GY	Gió tĩnh theo phương -Y
7	DDX	Động đất theo phương X
8	-DDX	Động đất theo phương -X
9	DDY	Động đất theo phương Y
10	-DDY	Động đất theo phương -Y

## 7.4. CHẤT HOẠT TẢI

Theo tiêu chuẩn ACI 318, khi hoạt tải không vượt quá 3/4 của tĩnh tải thì có thể chất đầy hoạt tải toàn bộ công trình.

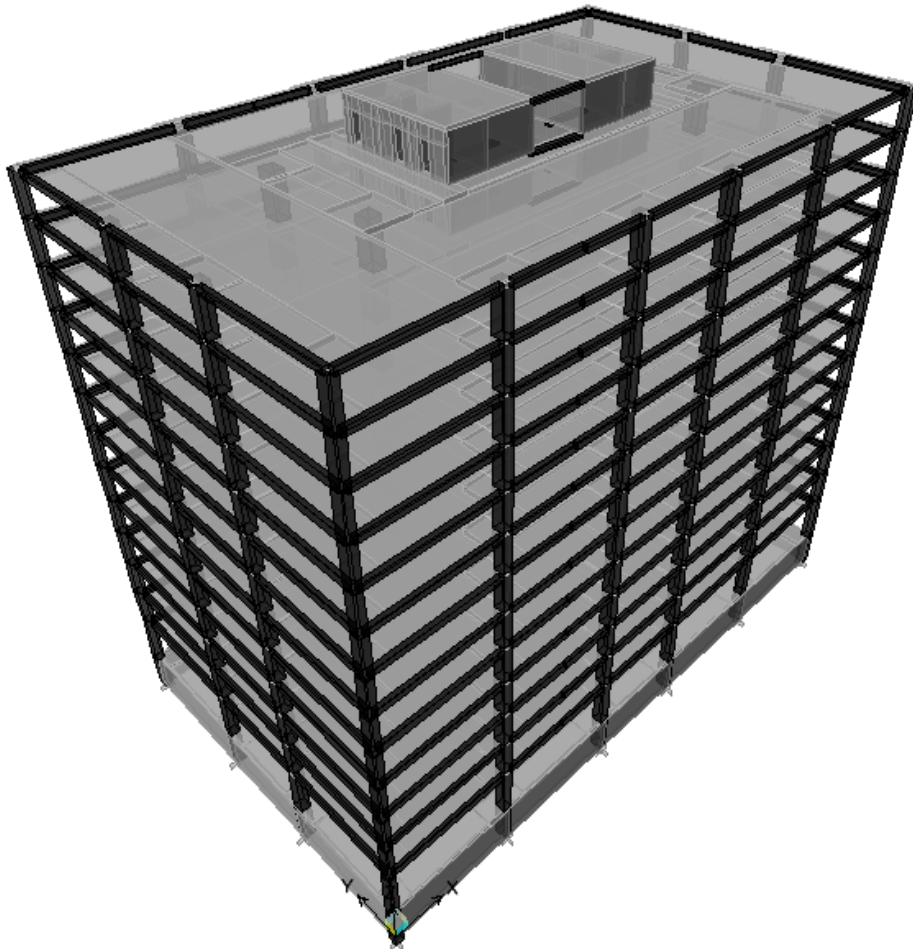
“When the unfactored live load is variable but does not exceed three- quarters of the unfactored dead load, or the nature of live load is such that all panels will be loaded simultaneously , it shall be permitted to assume that maximum factored moments occur at all sections with full factored live load on entire slab system.”

[13.7.6.2 – Tiêu chuẩn ACI 318]

Theo GS – TS Nguyễn Đình Cống thì khi tĩnh tải lớn hơn 2 lần hoạt tải thì có thể chất đầy toàn bộ công trình do ảnh hưởng của việc chất các trường hợp tải lên công trình không đáng kể.

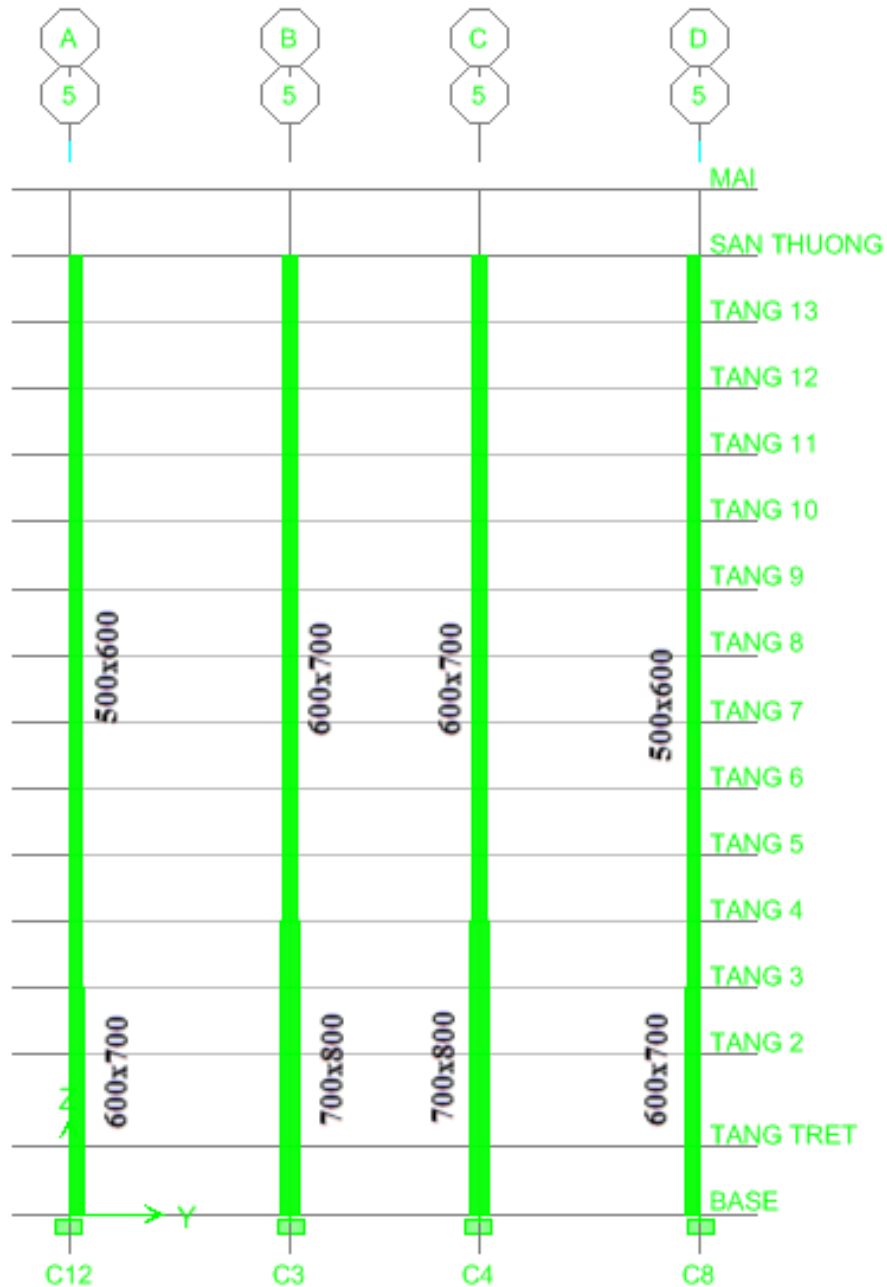
Công trình chung cư cao cấp LIBERTY có tĩnh tải sàn điển hình  $8.34 \text{ kN/m}^2$  >> hoạt tải  $1.95 \text{ kN/m}^2$  nên để đơn giản trong tính toán, sinh viên chất đầy toàn bộ hoạt tải lên công trình.

## 7.5. MÔ HÌNH ETABS – KHÔNG KỂ ẢNH HƯỞNG CỦA CẤP DƯỠI



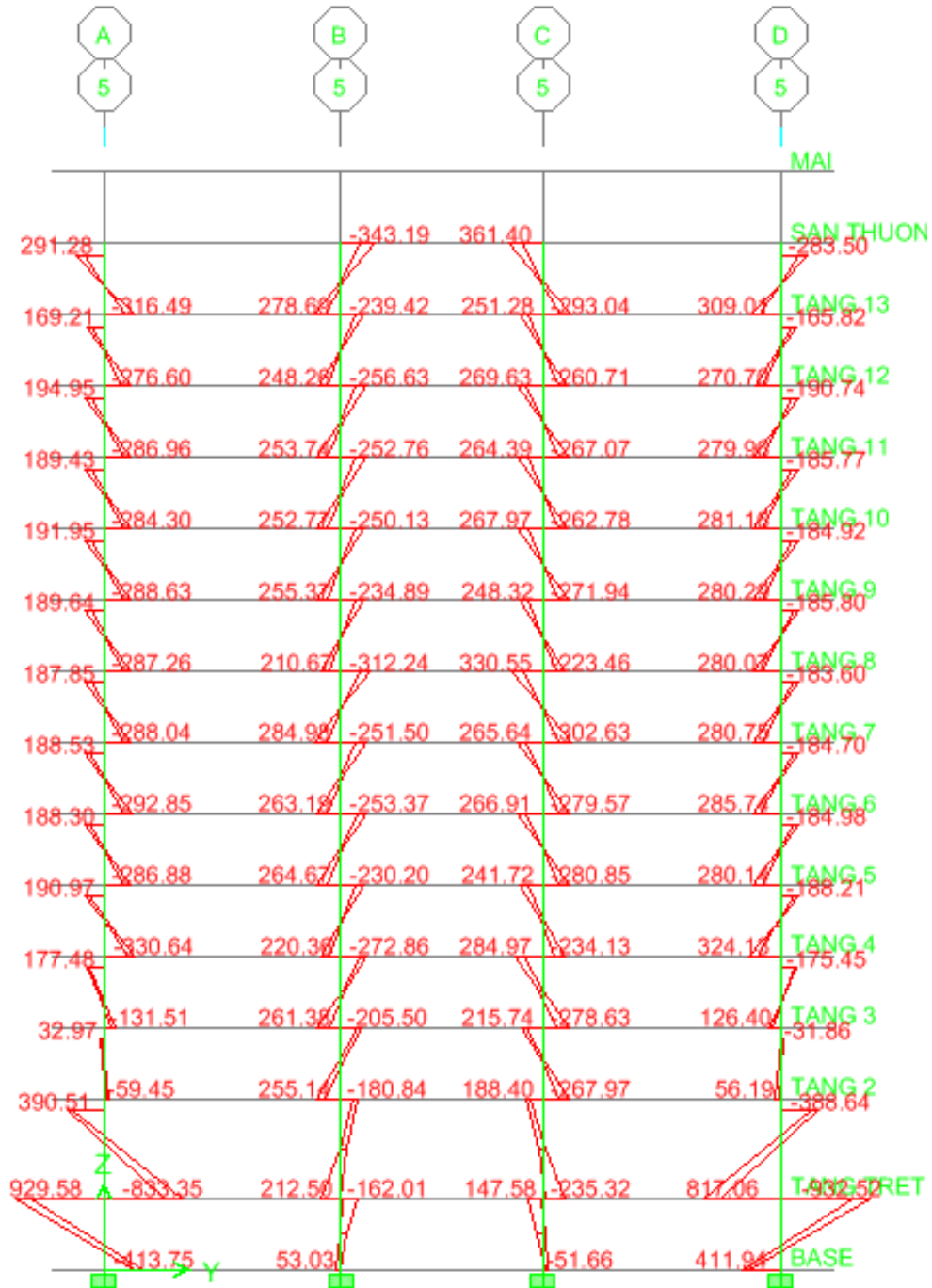
Hình 7.1 – Mô hình Etabs

7.5.1. Đánh giá sơ bộ kết quả mô hình ETABS



Hình 7.2 – Khung trục 5

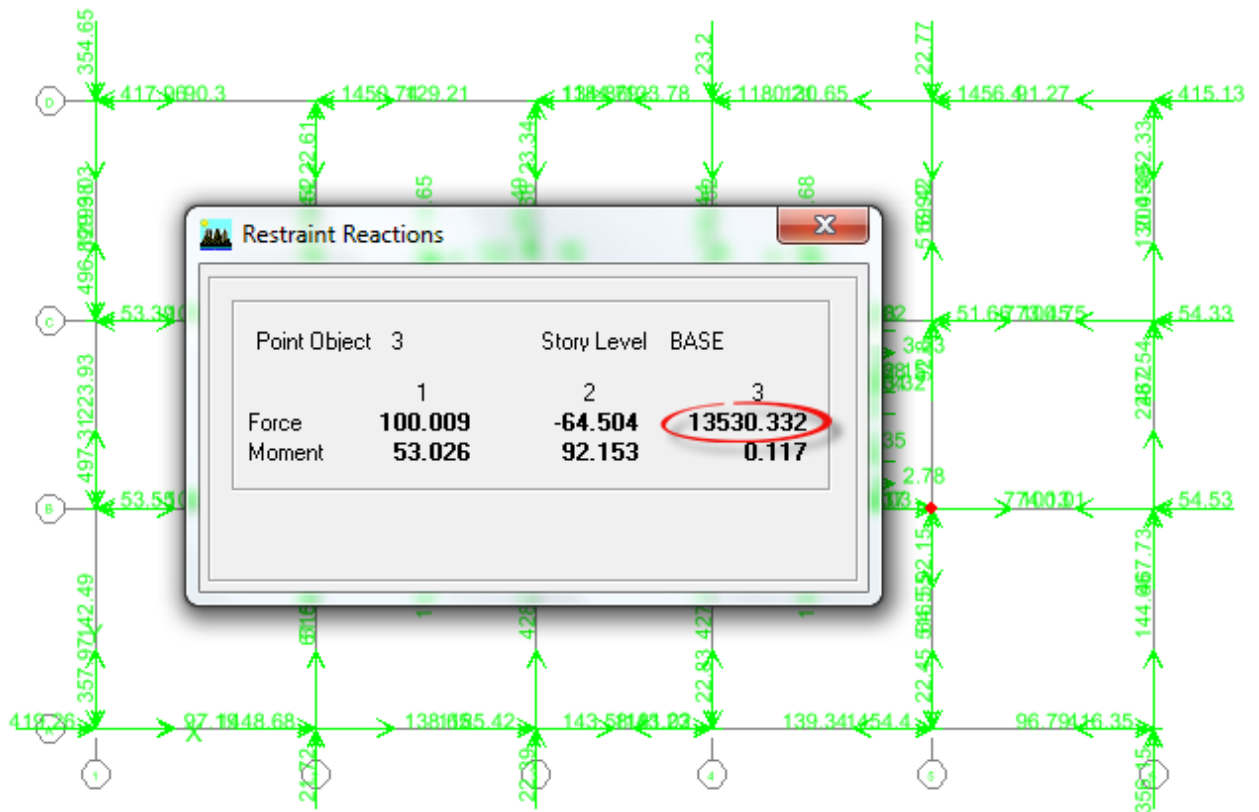
7.5.1.1. Biểu đồ môment



Hình 7.3 – Biểu đồ môment tổ hợp BAO



7.5.1.2. Phản lực chân cột



Hình 7.4 – Phản lực chân cột

Phản lực chân cột  $P_{max} = 13530 \text{ kN}$

Theo kinh nghiệm, tải trọng phân bố khi sơ bộ nhà cao tầng  $q = 10 \div 15 \text{ kN/m}^2$

Ta có  $q = \frac{P}{n \times S} = \frac{13530}{14 \times 92.5} = 11 \text{ kN/m}^2$

⇒ Vậy phản lực như trên là hợp lí

7.6. THIẾT KẾ THÉP CỘT

7.6.1. Tính thép dọc cho cột

7.6.1.1. Tính toán cụ thể cột C3 (Tầng trệt)

a. Số liệu tính toán

Tầng	Tên	P	$M_y = M_{22}$	$M_x = M_{33}$	$I_{tt}$	$C_y = t_2$	$C_x = t_3$	a
	Cột	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
TANG TRET	C3	-13530.33	71.93	20.38	2100	700	800	50

**b.** Tính toán thép dọc

**Bước 1:** Kiểm tra điều kiện tính toán gần đúng cột lệch tâm xiên  $0.5 \leq \frac{C_x}{C} \leq 2$

$$\Rightarrow 0.5 \leq \frac{800}{700} = 1.14 \leq 2$$

**Bước 2:** Tính toán độ ảnh hưởng của uốn dọc theo 2 phương

Chiều dài tính toán:  $l_{ox} = \psi_x \cdot l = 0.7 \times 3000 = 2100(\text{mm}) = l_{oy}$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên:

$$e_{ax} = \max\left(\frac{2100}{600}; \frac{800}{30}\right) = 27 \text{ mm}; \quad e_{ay} = \max\left(\frac{2100}{600}; \frac{700}{30}\right) = 24 \text{ mm}$$

Độ lệch tâm hình học:  $e_{1x} = \frac{20.38 \times 1000}{13530} = 1.51 \text{ mm}; \quad e_{1y} = \frac{71.93 \times 1000}{13530} = 5.32 \text{ mm}$

Độ lệch tâm tính toán:  $e_{ox} = \max(e_{ax}, e_{1x}) = 27 \text{ mm}; \quad e_{oy} = \max(e_{ay}, e_{1y}) = 24 \text{ mm}$

Độ mảnh theo 2 phương:  $\lambda_x = \frac{2100}{0.288 \times 800} = 9.11; \quad \lambda_y = \frac{2100}{0.288 \times 700} = 10.42$

Tính hệ số uốn dọc:

- Theo phương X:  $\lambda_x = 9.11 \leq 28 \rightarrow \eta_x = 1$  (bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc)

$$\Rightarrow M_x^* = N \cdot \eta_x \cdot e_{ox} = 13530 \times 27 \times 10^{-3} = 365.31 \text{ kN.m}$$

- Theo phương Y:  $\lambda_x = 10.42 \leq 28 \rightarrow \eta_x = 1$  (bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc)

$$\Rightarrow M_y^* = N \cdot \eta_y \cdot e_{oy} = 13530 \times 24 \times 10^{-3} = 324.72 \text{ kN.m}$$

**Bước 3:** Quy đổi bài toán lệch tâm xiên sang lệch tâm phẳng tương đương theo phương X hoặc phương Y

$$\frac{365.31}{0.8} = 456.64 < \frac{324.72}{0.7} = 464$$

$$\Rightarrow h = 700 \text{ mm}; \quad b = 800 \text{ mm}; \quad e_a = 24 + 0.2 \times 27 = 29.4 \text{ mm}$$

$$M_1 = 324.72 \text{ kN.m}; \quad M_2 = 365.31 \text{ kN.m}$$

**Bước 4:** Tính toán diện tích thép yêu cầu

Tính toán tương tự bài toán lệch tâm phẳng đặt thép đối xứng

$$\text{Tính } x_1 = \frac{N}{R_b \cdot b}$$

$$\text{Khi } x_1 < h_o \rightarrow m_o = 1 - \frac{0.6x_1}{h_o}$$

$$\text{Khi } x_1 > h_o \rightarrow m_o = 0.4$$

$$\rightarrow M = M_1 + m_o M_2 \frac{h}{b}$$

$$\text{Độ lệch tâm tính toán } e = e_o + \frac{h}{2} - a; e_o = \max(e_a, e_1); e_1 = \frac{M}{N}$$

- **Trường hợp 1:**  $\varepsilon = \frac{e_o}{h_o} \leq 0.3 \rightarrow$  Nén lệch tâm rất bé, tính toán gần như nén đúng tâm

$$\text{Hệ số độ lệch tâm } \gamma_e = \frac{1}{(0.5 - \varepsilon)(2 + \varepsilon)}$$

$$\text{Hệ số uốn dọc phụ khi xét thêm nén đúng tâm: } \varphi_e = \varphi + \frac{(1 - \varphi)\varepsilon}{0.3}$$

$$\text{Khi } \lambda \leq 14 \rightarrow \varphi = 1$$

$$\text{Khi } 14 < \lambda < 104 \rightarrow \varphi = 1.028 - 0.000028\lambda^2 - 0.0016\lambda$$

Diện tích toàn bộ cốt thép tính như sau:

$$A_{st} = \frac{\frac{\gamma_e N}{\varphi_e} - R_b b h}{R_{sc} - R_b}$$

- **Trường hợp 2:** ( $\varepsilon = \frac{e_o}{h_o} > 0.3$ ) và ( $x_1 > \xi_R h_o$ )  $\rightarrow$  Tính theo trường hợp nén lệch tâm bé. Xác định lại chiều cao vùng nén x theo công thức sau:

$$x = \left( \xi_R + \frac{1 - \xi_R}{1 + 50\varepsilon_o^2} \right) h_o; \varepsilon_o = \frac{e_o}{h}$$

Diện tích toàn bộ cốt thép được tính như sau:

$$A_{st} = \frac{Ne - R_b b x \left( h_o - \frac{x}{2} \right)}{k R_{sc} Z_a}; k = 0.4$$

- **Trường hợp 3:** ( $\varepsilon = \frac{e_o}{h_o} > 0.3$ ) và ( $x_1 \leq \xi_R h_o$ )  $\rightarrow$  Tính toán theo trường hợp nén lệch tâm lớn

$$A_{st} = \frac{N(e + 0.5x_1 - h_o)}{kR_s Z_a}; k = 0.4$$

$$\Rightarrow \text{Áp dụng: Tính } x_1 = \frac{N}{R_b \cdot b} = \frac{13530 \times 10^3}{0.85 \times 22 \times 800} = 904.41 \text{ mm}$$

$$x_1 = 904.41 > h_o = 650 \rightarrow m_o = 0.4$$

$$\rightarrow M = M_1 + m_o M_2 \frac{h}{b} = 324.72 + 0.4 \times 365.31 \times \frac{700}{800} = 452.58 \text{ kN.m}$$

Độ lệch tâm tính toán

$$e = e_o + \frac{h}{2} - a; e_o = \max(e_a, e_1) = \max(29.4, 33.45) = 33.45 \text{ mm};$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{452.58}{13530} = 33.45 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{Trường hợp 1: } \varepsilon = \frac{e_o}{h_o} = \frac{33.45}{650} = 0.05 \leq 0.3 \rightarrow \text{Nén lệch tâm rất bé, tính toán}$$

gần như nén đúng tâm

$$\text{Hệ số độ lệch tâm } \gamma_e = \frac{1}{(0.5 - \varepsilon)(2 + \varepsilon)} = 1.084$$

Khi  $\lambda \leq 14 \rightarrow \varphi = 1$  (Bỏ qua uốn dọc)

Diện tích toàn bộ cốt thép tính như sau:

$$A_{st} = \frac{\frac{\gamma_e N}{\varphi_e} - R_b b h}{R_{sc} - R_b} = \frac{\frac{1.084 \times 13530 \times 10^3}{1} - 0.85 \times 22 \times 800 \times 700}{365 - 0.85 \times 22} = 12112 \text{ mm}^2 = 121.12 \text{ cm}^2$$

### **Bước 5:** Kiểm tra hàm lượng thép

Thỏa yêu cầu kết cấu:  $\mu_{\min} \leq \mu_t \leq \mu_{\max}$

$\mu_{\max} = 6\%$  : không thiết kế chống động đất

$\mu_{\max} = 4\%$  : có thiết kế chống động đất

$\mu_{\min}$  tùy thuộc vào độ mảnh  $\lambda$

$\lambda = \frac{l_0}{i}$	$\leq 17$	17+35	35+83	$>83$
$\mu_{\min} (\%)$	0,0005 (0,05%)	0,001 (0,1%)	0,002 (0,2%)	0,0025 (0,25%)

Khi đặt thép theo chu vi thì lấy  $A_b$  là diện tích toàn bộ tiết diện và  $\mu_t \geq 2\mu_{\min}$ .

Thỏa yêu cầu kinh tế:  $1\% \leq \mu_t \leq 3\%$

$$\Rightarrow \text{Kiểm tra: } \mu_{\min} = 1\% \leq \mu_t = \frac{12112}{700 \times 800} \times 100 = 2.16 \leq \mu_{\max} = 4\%$$

### **Bước 6:** Bố trí cốt thép

Cốt thép dọc cột chịu nén lệch tâm xiên được đặt theo chu vi, trong đó cốt thép đặt theo cạnh b có mật độ lớn hơn hoặc bằng mật độ theo cạnh h.

Thường thiết kế theo nhóm thép AII, AIII, đường kính  $\Phi = 16 \div 32$

Quy định khoảng cách giữa 2 cốt dọc kề nhau:  $50 \leq t \leq 400$ .

$\Rightarrow$  Chọn **32 $\Phi$ 25 ( $A_s = 157\text{cm}^2$ )** rải đều theo chu vi.

#### ***7.6.1.2. Bảng kết quả tính thép cột khung 5***

**Bảng 7.8** – Kết quả tính thép dọc

Tầng	Tên	P	$M_y = M_{22}$	$M_x = M_{33}$	$I_{tt}$	$C_y = t_2$	$C_x = t_3$	a	Trường hợp tính toán	$A_{st}$	$\mu$	Chọn			C.thép chọn
	Cột	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		( $cm^2$ )	(%)	thép			$A_s$ ( $cm^2$ )
SAN THUONG	C3	-489.26	734.02	249.75	2100	600	700	50	LTL	109.83	2.61	24	Ø	25	117.81
TANG 13	C3	-1188.37	642.03	221.18	2100	600	700	50	LTL	69.90	1.66	24	Ø	20	75.40
TANG 12	C3	-1908.61	649.08	224.97	2100	600	700	50	LTL	51.75	1.23	24	Ø	20	75.40
TANG 11	C3	-3091.45	-639.50	-223.48	2100	600	700	50	LTL	30.04	0.72	24	Ø	20	75.40
TANG 10	C3	-3988.50	-628.92	-220.79	2100	600	700	50	LTB	6.32	0.15	24	Ø	20	75.40
TANG 9	C3	-4926.30	-569.47	-207.59	2100	600	700	50	LTRB	25.11	0.60	24	Ø	20	75.40
TANG 8	C3	-5895.51	-781.19	-277.08	2100	600	700	50	LTRB	110.08	2.62	24	Ø	25	117.81
TANG 7	C3	-6897.40	-616.23	-225.66	2100	600	700	50	LTRB	61.89	1.47	24	Ø	25	117.81
TANG 6	C3	-7937.89	-604.03	-229.22	2100	600	700	50	LTRB	82.53	1.97	24	Ø	25	117.81
TANG 5	C3	-9019.68	-526.29	-210.55	2100	600	700	50	LTRB	96.96	2.31	24	Ø	25	117.81
TANG 4	C3	-8690.96	352.88	173.10	2100	700	800	50	LTRB	56.00	1.00	32	Ø	25	157.08
TANG 3	C3	-11280.65	-455.90	-202.71	2100	700	800	50	LTRB	68.05	1.22	32	Ø	25	157.08
TANG 2	C3	-12463.00	-345.67	-174.61	2940	700	800	50	LTRB	92.98	1.66	32	Ø	25	157.08
TANG TRET	C3	-13530.33	71.93	20.38	2100	700	800	50	LTRB	121.33	2.17	32	Ø	25	157.08

Tầng	Tên	P	$M_y = M_{22}$	$M_x = M_{33}$	$I_{tt}$	$C_y = t_2$	$C_x = t_3$	a	Trường hợp tính toán	$A_{st}$	$\mu$	Chọn			C.thép chọn
	Cột	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		( $cm^2$ )	(%)	thép			$A_s$ ( $cm^2$ )
SAN THUONG	C4	-441.07	-709.79	268.48	2100	600	700	50	LTL	110.49	2.63	24	Ø	25	117.81
TANG 13	C4	-1178.84	644.85	-189.30	2100	600	700	50	LTL	67.20	1.60	24	Ø	20	75.40
TANG 12	C4	-1894.23	651.67	-191.29	2100	600	700	50	LTL	49.11	1.17	24	Ø	20	75.40
TANG 11	C4	-3070.41	-641.49	185.91	2100	600	700	50	LTL	27.27	0.65	24	Ø	20	75.40
TANG 10	C4	-3961.35	-630.24	188.03	2100	600	700	50	LTL	20.44	0.49	24	Ø	20	75.40
TANG 9	C4	-4892.55	-570.62	172.75	2100	600	700	50	LTRB	19.69	0.47	24	Ø	20	75.40
TANG 8	C4	-5854.61	-782.28	229.67	2100	600	700	50	LTRB	102.49	2.44	24	Ø	25	117.81
TANG 7	C4	-6849.24	-616.46	185.39	2100	600	700	50	LTRB	58.05	1.38	24	Ø	25	117.81
TANG 6	C4	-7882.81	-603.76	188.37	2100	600	700	50	LTRB	78.74	1.87	24	Ø	25	117.81
TANG 5	C4	-8958.17	-525.46	173.35	2100	600	700	50	LTRB	95.14	2.27	24	Ø	25	117.81
TANG 4	C4	-8622.17	355.89	-191.48	2100	700	800	50	LTRB	56.00	1.00	32	Ø	25	157.08
TANG 3	C4	-11208.52	-453.71	171.08	2100	700	800	50	LTRB	65.75	1.17	32	Ø	25	157.08
TANG 2	C4	-12387.45	-342.28	127.54	2940	700	800	50	LTRB	90.47	1.62	32	Ø	25	157.08
TANG TRET	C4	-13453.40	70.65	-51.66	2100	700	800	50	LTRB	118.92	2.12	32	Ø	25	157.08
Tầng	Tên	P	$M_y = M_{22}$	$M_x = M_{33}$	$I_{tt}$	$C_y = t_2$	$C_x = t_3$	a	Trường hợp	$A_{st}$	$\mu$	Chọn			C.thép chọn

	Cột	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	tính toán	(cm <sup>2</sup> )	(%)	thép			A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
SAN THUONG	C8	-580.18	107.34	280.66	2100	500	600	50	LTL	33.52	1.12	24	Ø	16	48.25
TANG 13	C8	-1409.37	49.04	248.84	2100	500	600	50	LTL	30.00	1.00	24	Ø	16	48.25
TANG 12	C8	-2197.14	50.28	256.92	2100	500	600	50	LTRB	30.00	1.00	24	Ø	16	48.25
TANG 11	C8	-2986.07	49.78	257.68	2100	500	600	50	LTRB	30.00	1.00	24	Ø	16	48.25
TANG 10	C8	-3776.41	48.91	256.87	2100	500	600	50	LTRB	30.00	1.00	24	Ø	16	48.25
TANG 9	C8	-4558.41	7.67	42.21	2100	500	600	50	LTRB	30.00	1.00	24	Ø	16	48.25
TANG 8	C8	-4734.41	4.76	36.28	2100	500	600	50	LTRB	30.00	1.00	24	Ø	16	48.25
TANG 7	C8	-6158.66	46.31	264.01	2100	500	600	50	LTRB	46.75	1.56	24	Ø	20	75.40
TANG 6	C8	-6961.05	45.67	260.16	2100	500	600	50	LTRB	69.41	2.31	24	Ø	20	75.40
TANG 5	C8	-7769.93	48.54	307.43	2100	500	600	50	LTRB	98.29	3.28	24	Ø	20	75.40
TANG 4	C8	-8582.96	28.65	107.95	2100	500	600	50	LTRB	107.83	3.59	24	Ø	20	75.40
TANG 3	C8	-9423.24	60.76	39.48	2100	600	700	50	LTRB	68.64	1.63	32	Ø	20	100.53
TANG 2	C8	-10283.47	13.98	788.92	2940	600	700	50	LTRB	103.58	3.66	32	Ø	20	100.53
TANG TRET	C8	-5492.70	3.79	-932.52	2100	600	700	50	LTRB	90.54	2.16	32	Ø	20	100.53



Tầng	Tên	P	$M_y = M_{22}$	$M_x = M_{33}$	$I_{tt}$	$C_y = t_2$	$C_x = t_3$	a	Trường hợp tính toán	$A_{st}$	$\mu$	Chọn			C.thép chọn
	Cột	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		( $cm^2$ )	(%)	thép			$A_s$ ( $cm^2$ )
SAN THUONG	C12	-582.72	109.90	-253.61	2100	500	600	50	LTL	30.12	1.00	24	Ø	16	48.25
TANG 13	C12	-1414.37	48.86	-254.63	2100	500	600	50	LTL	30.00	1.00	24	Ø	16	48.25
TANG 12	C12	-2204.70	50.14	-263.79	2100	500	600	50	LTRB	30.00	1.00	24	Ø	16	48.25
TANG 11	C12	-2996.10	49.19	-260.69	2100	500	600	50	LTRB	30.00	1.00	24	Ø	16	48.25
TANG 10	C12	-3789.17	49.65	-265.07	2100	500	600	50	LTRB	30.00	1.00	24	Ø	16	48.25
TANG 9	C12	-4574.15	7.79	-43.85	2100	500	600	50	LTRB	30.00	1.00	24	Ø	16	48.25
TANG 8	C12	-4755.56	4.97	-37.83	2100	500	600	50	LTRB	30.00	1.00	24	Ø	16	48.25
TANG 7	C12	-6180.07	47.21	-271.00	2100	500	600	50	LTRB	48.21	1.61	24	Ø	20	75.40
TANG 6	C12	-6985.04	46.63	-266.78	2100	500	600	50	LTRB	70.87	2.36	24	Ø	20	75.40
TANG 5	C12	-7796.24	49.61	-313.81	2100	500	600	50	LTRB	99.80	3.33	24	Ø	20	75.40
TANG 4	C12	-8611.29	29.48	-113.03	2100	500	600	50	LTRB	108.72	3.62	24	Ø	20	75.40
TANG 3	C12	-9453.28	61.60	-42.52	2100	600	700	50	LTRB	69.58	1.66	32	Ø	20	100.53
TANG 2	C12	-10314.91	17.20	-805.15	2940	600	700	50	LTRB	106.50	3.73	32	Ø	20	100.53
TANG TRET	C12	-5493.10	4.62	929.58	2100	600	700	50	LTRB	89.47	2.13	32	Ø	20	100.53

**7.6.2. Tính thép đai cho cột**

**7.6.2.1. Cơ sở lý thuyết tính toán**

Trong thực hành tính toán, thường thép đai cột tính toán theo lực cắt trong cột là rất bé so với yêu cầu bố trí đai theo cấu tạo. Nên thường không tính toán thép đai mà chỉ bố trí đai theo tương quan giữa đường kính thép dọc, hàm lượng thép, kích thước cột... và một số yêu cầu kháng chấn khi có thiết kế động đất.

**a. Theo TCXD 198:1997** Nhà cao tầng – Thiết kế cấu tạo bê tông cốt thép toàn khối

$$\text{Đường kính cốt thép đai: } \phi_d \geq \left\{ 8\text{mm}, \frac{1}{4} \phi_{\max} \right\};$$

Trong phạm vi vùng nút khung từ điểm cách mép trên đến điểm cách mép dưới của nút một khoảng  $l_1$  ( $l_1 \geq \{h_c; l_{cl}/6; 450\text{mm}\}$ ): khoảng cách đai  $s \leq \{6\phi_{\min}; 100\}$ ;

Tại các vùng còn lại:  $s \leq \{b_c; 12\phi_{\min}\}$ ;

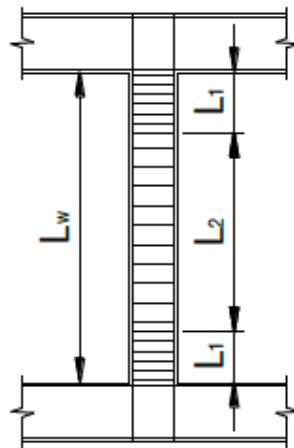
**b. Theo TCXDVN 375:2006** Thiết kế công trình chịu động đất

*Đối với cột (theo chương 5 TCXDVN 375:2006)*

**Bảng 7.9** – Bảng các tham số cấu tạo đối với cột

STT	Nội dung	Cấp dẻo trung bình	
		Điều	Tham số
1	Chiều dài vùng tới hạn	5.4.3.2.2(4) 5.4.3.2.2(5)P	$\max [h_c; l_{cl} / 6; 450\text{mm}]$  Toàn bộ chiều cao cột nếu $l_{cl}/h_c < 3$
2	Số thanh trung gian giữa các thanh ở góc dọc theo mỗi mặt, min	5.4.3.2.2.(2)P	01 thanh
3	Hàm lượng cốt thép dọc, $\rho_1$ , min	5.4.3.2.2.(1)P	1%
4	Hàm lượng cốt thép dọc, $\rho_1$ , max	5.4.3.2.2.(1)P	4%

STT	Nội dung	Cấp dẻo trung bình	
		Điều	Tham số
5	Đường kính cốt đai trong vùng tới hạn $d_{bw}$ , min	5.4.3.2.2.(10)P	6mm
6	Khoảng cách giữa các cốt đai trong vùng tới hạn, s, max	5.4.3.2.2.(11)	$\min \left[ \frac{b_0}{2}; 175\text{mm}; 8d_{bL} \right]$
7	Tỷ số thể tích cơ học trong vùng tới hạn chân cột, $\omega_{wd}$ , min	5.4.3.2.2.(9)	0.08
8	Khoảng cách giữa các thanh cốt thép dọc cạnh nhau trong vùng tới hạn, $d_h$ , max	5.4.3.2.2.(11b)	200mm
9	Hệ số dẻo khi uốn $\mu_\phi$ , min	5.4.3.2.2.(11b), 5.2.3.4(3)	$2q_0 - 1$ nếu $T_1 \geq T_c$ $1 + 2(q_0 - 1)T_c/T_1$ nếu $T_1 < T_c$
10	Biến dạng bê tông trên toàn bộ tiết diện ngang, $\varepsilon_{cu2}$ , min	5.4.3.2.2.(7)P	0.0035



Hình 7.5 – Bố trí thép đai cột

### 7.6.2.2. Tính toán cụ thể cột C3

#### a. Số liệu tính toán

Tầng	Tên cột	Thép dọc			$\mu$	Chiều cao tầng	H thông thủy	chiều cao cột	30d
					(%)		$L_w$	hc	
TANG TRỆT	C3	32	Ø	25	2.17	3.00	2.60	800	750

#### b. Tính toán thép đai cột C3 (Tầng trệt)

**Bước 1:** Chọn trước đường kính thép đai và số nhánh đai

$$\phi_{\text{đai}} \geq \max\left(\frac{\phi_{\text{min}}^{\text{doc}}}{4}; 8\text{mm}\right) \Rightarrow \text{chọn đai } \Phi 8$$

**Bước 2:** Tính khoảng cách đai tính toán chịu cắt trong cột (có thể bỏ qua vì thường bố trí cấu tạo lớn hơn thép tính toán)

**Bước 3:** Khoảng cách các lớp cốt đai theo cấu tạo

$$\text{Khi } R_{sc} \leq 400\text{MPa}; a_{ct} = \min(12\phi_{\text{min}}; 400) = \min(300, 400) = 300\text{mm}$$

**Bước 4:** Bố trí cốt đai theo chiều dài cột

- Trong khoảng  $L_1$  (tại vị trí gần nút):

$$L_1 = \max(h_c, 1/6L_w, 30d, 450) = \max(800, 433.33, 750, 450) = 750\text{mm}$$

$$s_{ct} = \min(8\phi_{\text{doc}}, 175\text{mm}) = \min(200, 175) = 175\text{mm}$$

$\Rightarrow$  Bố trí đai  $\Phi 8a100$  cho đoạn  $L_1 = 800\text{mm}$

- Trong khoảng  $L_2$ : Bố trí theo cấu tạo

$\Rightarrow$  Bố trí đai  $\Phi 8a200$  cho đoạn  $L_2 = 1000\text{mm}$

- Trong nút khung

Trong các nút khung phải dùng đai kín cho cả dầm và cột với khoảng cách không vượt quá 200.

### 7.6.2.3. Kết quả tính thép đai cột khung 5

**Bảng 7.10** – Kết quả tính thép đai

Tầng	Tên cột	Thép dọc	m (%)	Chiều cao tầng	H thông thủy	chiều cao cột	30d (mm)	Đoạn gần gối			Đoạn giữa		
					L <sub>w</sub> (m)	hc (mm)		L <sub>1</sub> (mm)	Sct (mm)	Chọn	L <sub>2</sub> (mm)	Sct (mm)	Chọn
SAN THUONG	C3	24 Ø 25	4.67	3.00	2.60	600	750	750	175	Ø8a100	1100	280	Ø8a200
TANG 13	C3	24 Ø 20	3.23	3.00	2.60	600	600	600	175		1400	220	
TANG 12	C3	24 Ø 20	2.74	3.00	2.60	600	600	600	175		1400	264	
TANG 11	C3	24 Ø 20	2.47	3.00	2.60	600	600	600	175		1400	264	
TANG 10	C3	24 Ø 20	3.19	3.00	2.60	600	600	600	175		1400	220	
TANG 9	C3	24 Ø 20	4.43	3.00	2.60	600	600	600	175		1400	250	
TANG 8	C3	24 Ø 25	2.62	3.00	2.60	700	750	750	175		1100	300	
TANG 7	C3	24 Ø 25	1.47	3.00	2.60	700	750	750	175		1100	300	
TANG 6	C3	24 Ø 25	1.97	3.00	2.60	700	750	750	175		1100	300	
TANG 5	C3	24 Ø 25	2.31	3.00	2.60	700	750	750	175		1100	300	
TANG 4	C3	32 Ø 25	1.00	3.00	2.60	800	750	800	175		1000	300	
TANG 3	C3	32 Ø 25	1.22	3.00	2.60	800	750	800	175		1000	300	
TANG 2	C3	32 Ø 25	1.66	4.20	3.80	800	750	800	175		2200	300	
TANG TRET	C3	32 Ø 25	2.17	3.00	2.60	800	750	800	175		1000	300	
SAN THUONG	C4	24 Ø 25	4.68	3.00	2.60	600	750	750	175		1100	280	
TANG 13	C4	24 Ø 20	3.13	3.00	2.60	600	600	600	175		1400	220	
TANG 12	C4	24 Ø 20	2.63	3.00	2.60	600	600	600	175		1400	264	
TANG 11	C4	24 Ø 20	2.34	3.00	2.60	600	600	600	175		1400	264	
TANG 10	C4	24 Ø 20	3.08	3.00	2.60	600	600	600	175		1400	220	
TANG 9	C4	24 Ø 20	4.25	3.00	2.60	600	600	600	175		1400	250	
TANG 8	C4	24 Ø 25	2.44	3.00	2.60	700	750	750	175		1100	300	
TANG 7	C4	24 Ø 25	1.38	3.00	2.60	700	750	750	175		1100	300	
TANG 6	C4	24 Ø 25	1.87	3.00	2.60	700	750	750	175		1100	300	
TANG 5	C4	24 Ø 25	2.27	3.00	2.60	700	750	750	175		1100	300	
TANG 4	C4	32 Ø 25	1.00	3.00	2.60	800	750	800	175	1800	300		
TANG 3	C4	32 Ø 25	1.17	3.00	2.60	800	750	800	175	1800	300		
TANG 2	C4	32 Ø 25	1.62	4.20	3.80	800	750	800	175	2200	300		
TANG TRET	C4	32 Ø 25	2.12	3.00	2.60	800	750	800	175	1800	300		

Tầng	Tên cột	Thép dọc	m (%)	Chiều cao tầng	H thông thủy	chiều cao cột	30d (mm)	Đoạn gần gối			Đoạn giữa		
					L <sub>w</sub> (m)	hc (mm)		L <sub>1</sub> (mm)	Sct (mm)	Chọn	L <sub>2</sub> (mm)	Sct (mm)	Chọn
SAN THUONG	C8	24 Ø 16	1.12	3.00	2.60	600	480	600	128		1400	192	
TANG 13	C8	24 Ø 16	1.00	3.00	2.60	600	480	600	128		1400	192	
TANG 12	C8	24 Ø 16	1.00	3.00	2.60	600	480	600	128		1400	192	
TANG 11	C8	24 Ø 16	1.00	3.00	2.60	600	480	600	128		1400	192	
TANG 10	C8	24 Ø 16	1.00	3.00	2.60	600	480	600	128		1400	192	
TANG 9	C8	24 Ø 16	1.00	3.00	2.60	600	480	600	128		1400	192	
TANG 8	C8	24 Ø 16	1.00	3.00	2.60	600	480	600	128		1400	192	
TANG 7	C8	24 Ø 20	1.56	3.00	2.60	600	600	600	128		1400	192	
TANG 6	C8	24 Ø 20	2.31	3.00	2.60	600	600	600	160		1400	240	
TANG 5	C8	24 Ø 20	3.28	3.00	2.60	600	600	600	175		1100	250	
TANG 4	C8	24 Ø 20	3.59	3.00	2.60	600	600	600	175		1100	250	
TANG 3	C8	32 Ø 20	1.63	3.00	2.60	700	600	700	175		1100	300	
TANG 2	C8	32 Ø 20	3.66	4.20	3.80	700	600	700	175	Ø8a100	2400	250	Ø8a200
TANG TRET	C8	32 Ø 20	2.16	3.00	2.60	700	600	700	175		1100	300	
SAN THUONG	C12	24 Ø 16	1.00	3.00	2.60	600	480	600	128		1400	192	
TANG 13	C12	24 Ø 16	1.00	3.00	2.60	600	480	600	128		1400	192	
TANG 12	C12	24 Ø 16	1.00	3.00	2.60	600	480	600	128		1400	192	
TANG 11	C12	24 Ø 16	1.00	3.00	2.60	600	480	600	128		1400	192	
TANG 10	C12	24 Ø 16	1.00	3.00	2.60	600	480	600	128		1400	192	
TANG 9	C12	24 Ø 16	1.00	3.00	2.60	600	480	600	128		1400	192	
TANG 8	C12	24 Ø 16	1.00	3.00	2.60	600	480	600	128		1400	192	
TANG 7	C12	24 Ø 20	1.61	3.00	2.60	600	600	600	128		1400	192	
TANG 6	C12	24 Ø 20	2.36	3.00	2.60	600	600	600	160		1100	240	
TANG 5	C12	24 Ø 20	3.33	3.00	2.60	600	600	600	175		1100	250	
TANG 4	C12	24 Ø 20	3.62	3.00	2.60	600	600	600	175		1100	250	
TANG 3	C12	32 Ø 20	1.66	3.00	2.60	700	600	700	175		1100	300	
TANG 2	C12	32 Ø 20	3.73	4.20	3.80	700	600	700	175		2400	250	
TANG TRET	C12	32 Ø 20	2.13	3.00	2.60	700	600	700	175		1100	300	

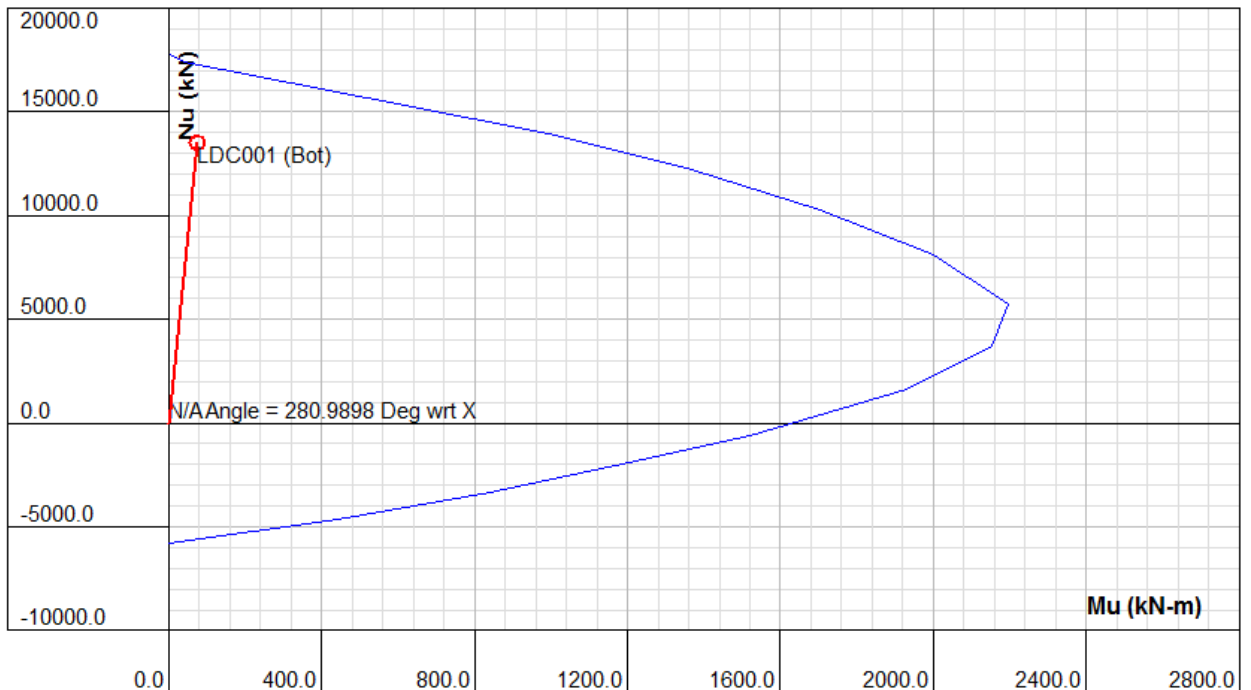
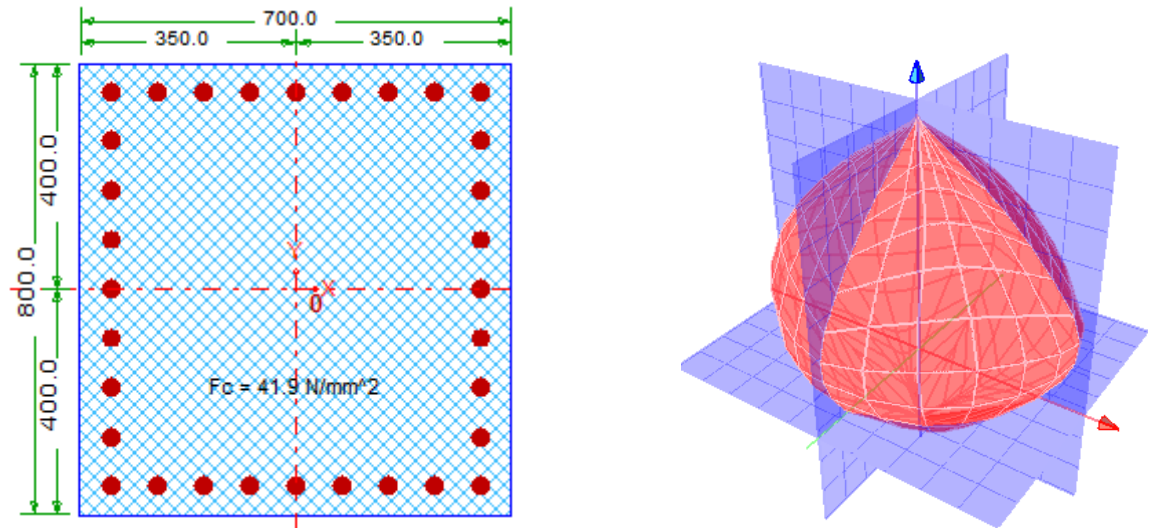
**7.6.3. Kiểm tra khả năng chịu lực của cột bằng biểu đồ tương tác**

Sử dụng phần mềm **CSI Column**

**7.6.3.1. Cột C3, C4**

a. Cột C700x800 (32Φ25) từ tầng trệt – tầng 4

- Biểu đồ tương tác



**Hình 7.6** – Biểu đồ tương tác C700x800 từ tầng trệt – tầng 4 với tổ hợp nguy hiểm nhất

- Tổ hợp kiểm tra

Tầng	Cột	Tổ hợp	P (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
TANG 4	C3	COMB2	-8690.96	352.875	173.097
TANG 3	C3	COMB10 MIN	-11280.7	-455.899	-202.712
TANG 2	C3	COMB10 MIN	-12463	-345.668	-174.614
TANG TRET	C3	COMB10 MIN	-13530.3	71.93	20.378
TANG 4	C4	COMB2	-8622.17	355.887	-191.475
TANG 3	C4	COMB10 MIN	-11208.5	-453.705	171.081
TANG 2	C4	COMB10 MIN	-12387.5	-342.28	127.536
TANG TRET	C4	COMB10 MIN	-13453.4	70.646	-51.66

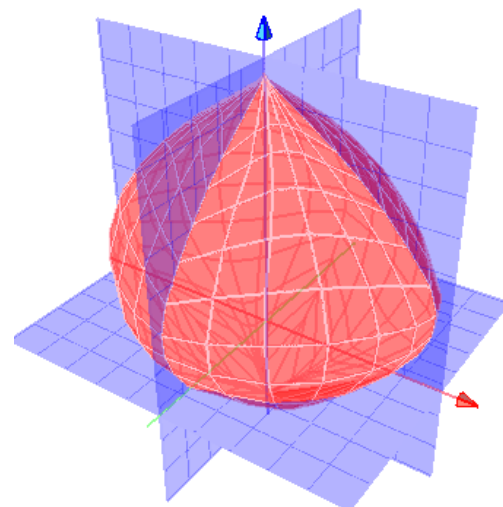
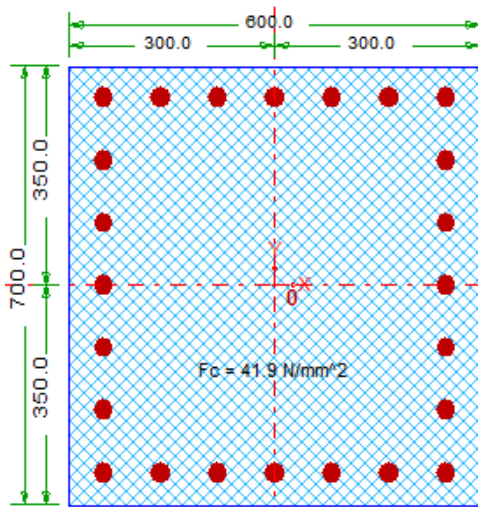
- Kết quả kiểm tra bằng phần mềm CSI Column

Sr. No	Load Comb	Load-N (kN)	Mx (kN-m)	My (kN-m)	Capacity Ratio	Remarks
1	COMB2	8691.0	173.1	352.9	0.64	OK
2	COMB10 MIN	11280.7	-202.7	-455.9	0.83	OK
3	COMB10 MIN3	12463.0	-174.6	-345.7	0.88	OK
4	COMB10 MIN4	13530.3	20.4	71.9	0.88	OK
5	COMB25	8622.2	-191.5	355.9	0.64	OK
6	COMB10 MIN6	11208.5	171.1	-453.7	0.82	OK
7	COMB10 MIN7	12387.5	127.5	-342.3	0.87	OK
8	COMB10 MIN8	13453.4	-51.7	70.6	0.87	OK

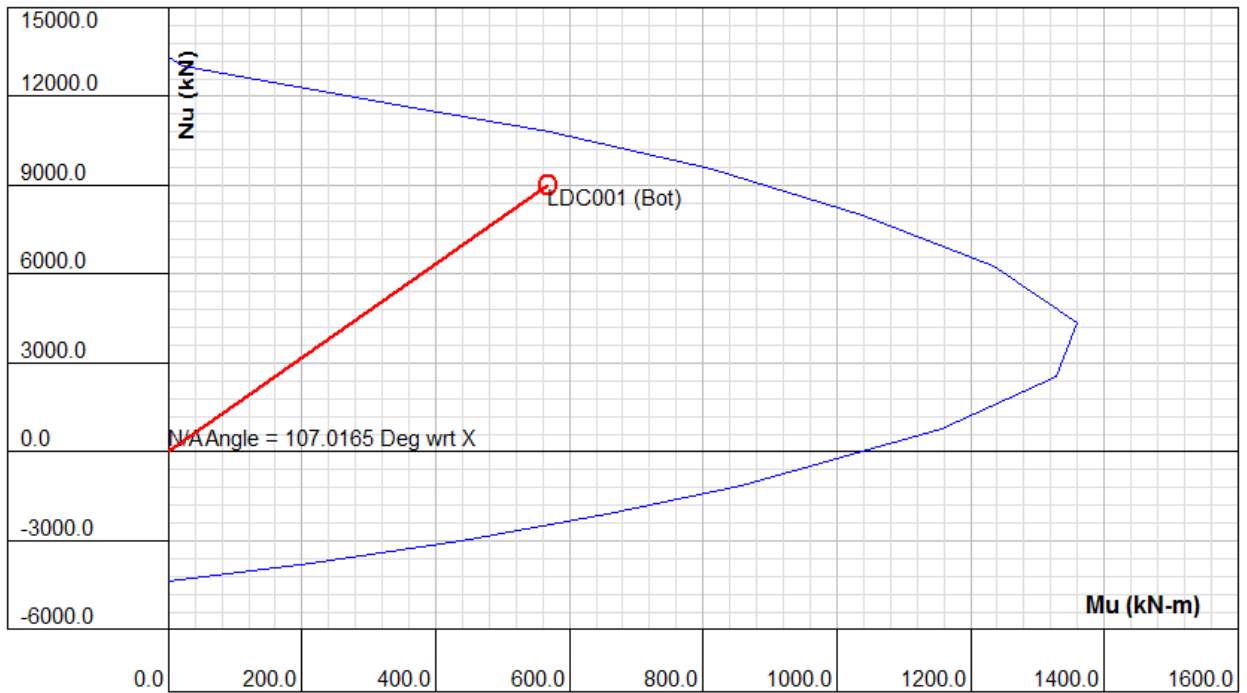
**Ghi chú 1:** hệ số Cr (Capacity Ratio) càng nhỏ thì càng an toàn; với tiêu chuẩn nước ngoài,  $Cr = \text{Nội lực tính toán} / \text{khả năng chịu lực}$  và lấy giá trị lớn nhất theo 3 trường hợp.

**b.** Cột C600x700 (24Φ25) từ tầng 5 – tầng 8

- Biểu đồ tương tác







**Hình 7.7** – Biểu đồ tương tác C600x700 từ tầng 5 – tầng 8 với tổ hợp nguy hiểm nhất

- Tổ hợp kiểm tra

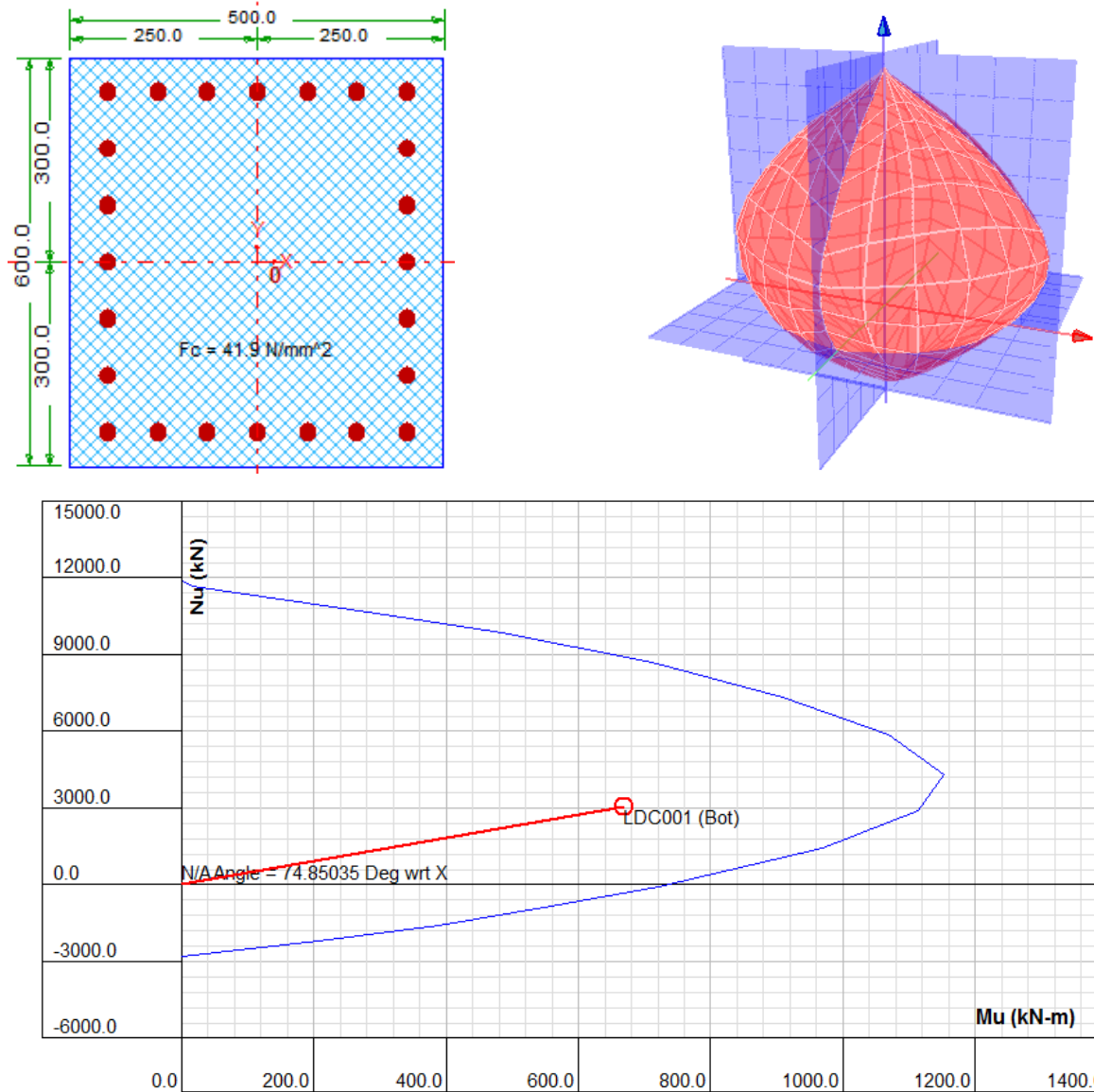
Tầng	Cột	Tổ hợp	P (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
TANG 8	C3	COMB10 MIN	-5895.51	-781.188	-277.084
TANG 7	C3	COMB10 MIN	-6897.4	-616.225	-225.658
TANG 6	C3	COMB10 MIN	-7937.89	-604.029	-229.218
TANG 5	C3	COMB10 MIN	-9019.68	-526.286	-210.553
TANG 8	C4	COMB10 MIN	-5854.61	-782.282	229.671
TANG 7	C4	COMB10 MIN	-6849.24	-616.459	185.388
TANG 6	C4	COMB10 MIN	-7882.81	-603.76	188.367
TANG 5	C4	COMB10 MIN	-8958.17	-525.456	173.348

- Kết quả kiểm tra bằng phần mềm CSI Column

Sr. No	Load Comb	Load-N (kN)	Mx (kN-m)	My (kN-m)	Capacity Ratio	Remarks
1	COMB10 MIN	5895.5	-277.1	-781.2	0.85	OK
2	COMB10 MIN2	6897.4	-225.7	-616.2	0.84	OK
3	COMB10 MIN3	7937.9	-229.2	-604.0	0.91	OK
4	COMB10 MIN4	9019.7	-210.6	-526.3	0.97	OK
5	COMB10 MIN5	5854.6	229.7	-782.3	0.84	OK
6	COMB10 MIN6	6849.2	185.4	-616.5	0.83	OK
7	COMB10 MIN7	7882.8	188.4	-603.8	0.91	OK
8	COMB10 MIN8	8958.2	173.3	-525.5	0.96	OK

c. Cột C600x700 (24Φ20) từ tầng 9 – tầng 13

- Biểu đồ tương tác



Hình 7.8 – Biểu đồ tương tác C600x700 từ tầng 9 – tầng 13

- Tổ hợp kiểm tra

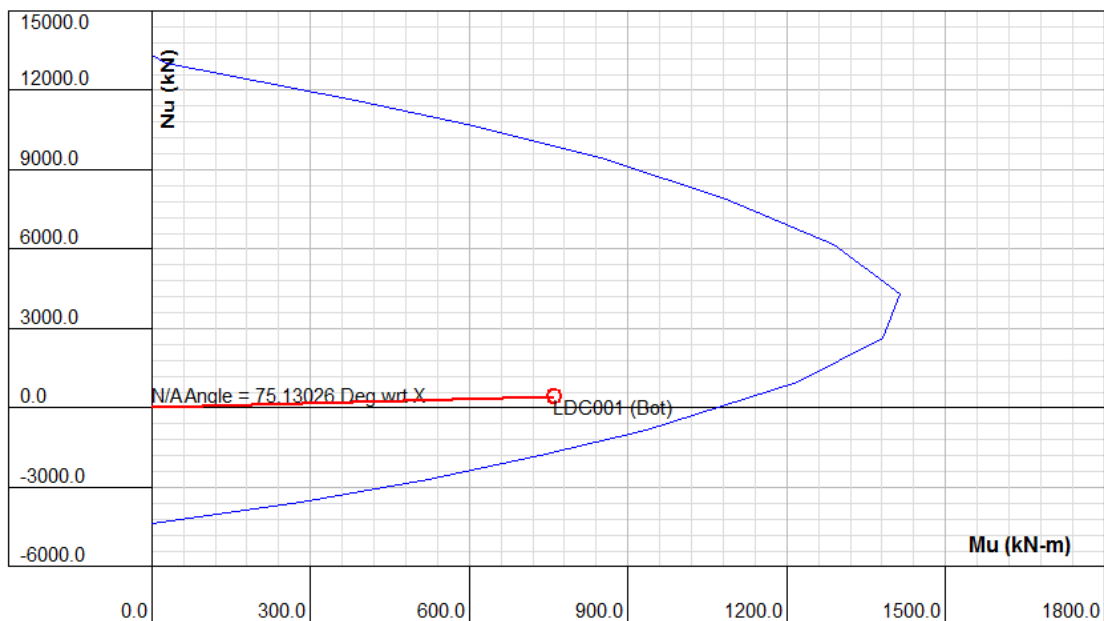
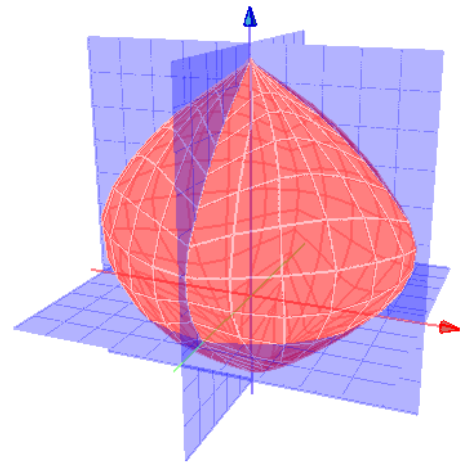
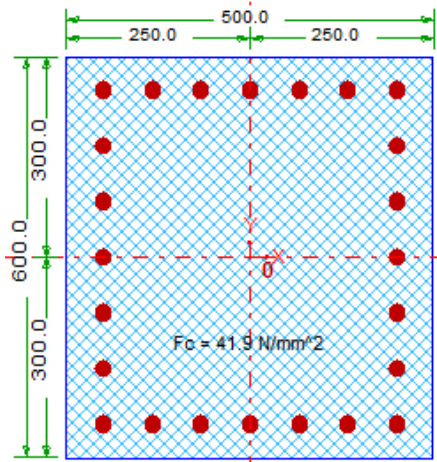
Tầng	Cột	Tổ hợp	P (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
TANG 13	C3	COMB10 MAX	-1188.37	642.031	221.178
TANG 12	C3	COMB10 MAX	-1908.61	649.077	224.973
TANG 11	C3	COMB10 MIN	-3091.45	-639.504	-223.484
TANG 10	C3	COMB10 MIN	-3988.5	-628.924	-220.788
TANG 9	C3	COMB10 MIN	-4926.3	-569.473	-207.586
TANG 13	C4	COMB10 MAX	-1178.84	644.848	-189.297
TANG 12	C4	COMB10 MAX	-1894.23	651.668	-191.294
TANG 11	C4	COMB10 MIN	-3070.41	-641.485	185.908
TANG 10	C4	COMB10 MIN	-3961.35	-630.243	188.027
TANG 9	C4	COMB10 MIN	-4892.55	-570.615	172.749

- Kết quả kiểm tra bằng phần mềm CSI Column

Sr. No	Load Comb	Load-N (kN)	Mx (kN-m)	My (kN-m)	Capacity Ratio	Remarks
1	COMB10 MAX	1188.4	221.2	642.0	0.93	OK
2	COMB10 MAX2	1908.6	225.0	649.1	0.86	OK
3	COMB10 MIN	3091.5	-223.5	-639.5	0.70	OK
4	COMB10 MIN4	3988.5	-220.8	-628.9	0.74	OK
5	COMB10 MIN5	4926.3	-207.6	-569.5	0.76	OK
6	COMB10 MAX6	1178.8	-189.3	644.8	0.76	OK
7	COMB10 MAX7	1894.2	-191.3	651.7	0.72	OK
8	COMB10 MIN8	3070.4	185.9	-641.5	0.68	OK
9	COMB10 MIN9	3961.4	188.0	-630.2	0.73	OK
10	COMB10 MIN10	4892.6	172.7	-570.6	0.75	OK

d. Cột C600x700 (24Φ25) tầng 14

- Biểu đồ tương tác



Hình 7.9 – Biểu đồ tương tác C600x700 tầng 14

- Tổ hợp kiểm tra

Tầng	Cột	Tổ hợp	P (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
SAN THUONG	C3	COMB10 MAX	-489.26	734.024	249.745
SAN THUONG	C4	COMB3	-441.07	-709.788	268.479

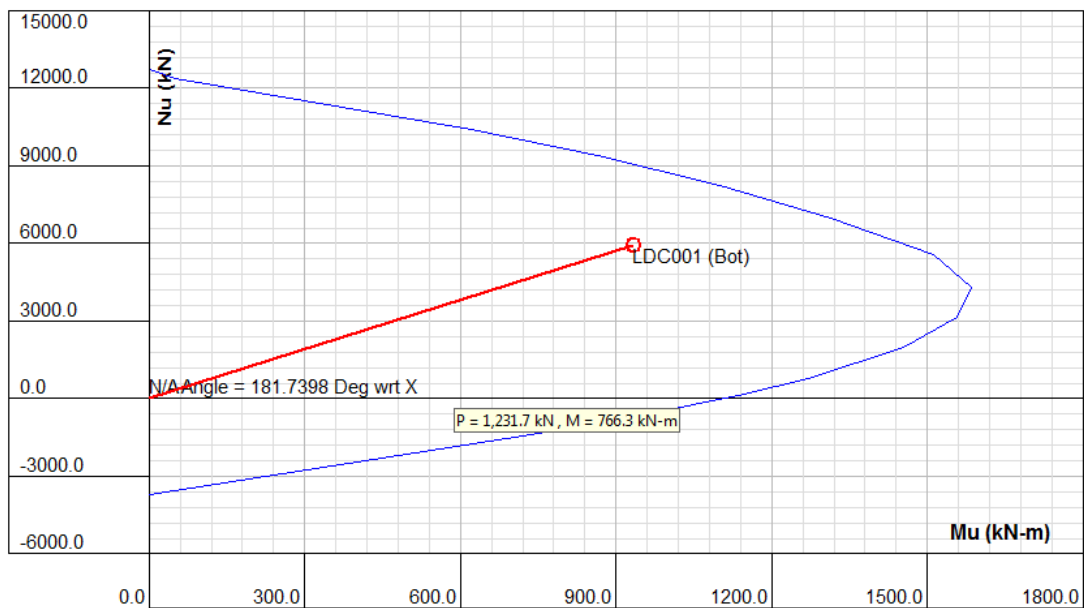
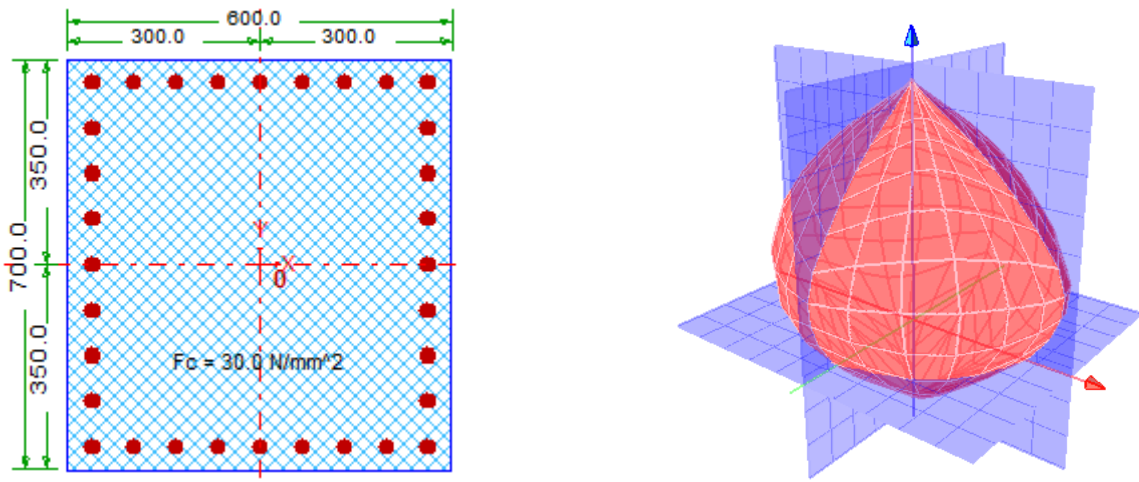
- Kết quả kiểm tra bằng phần mềm CSI Column

Sr. No	Load Comb	Load-N (kN)	Mx (kN-m)	My (kN-m)	Capacity Ratio	Remarks
1	COMB10 MAX	489.3	249.7	734.0	0.85	OK
2	COMB3	441.1	268.5	-709.8	0.70	OK

7.6.3.2. Cột C8, C12

a. Cột C600x700 (32Φ20) từ tầng trệt – tầng 3

- Biểu đồ tương tác



Hình 7.10 – Biểu đồ tương tác C600x700 từ tầng trệt – tầng 3

- Tổ hợp kiểm tra

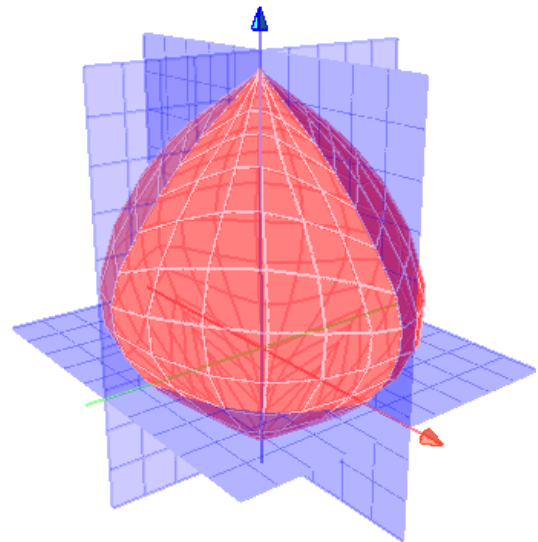
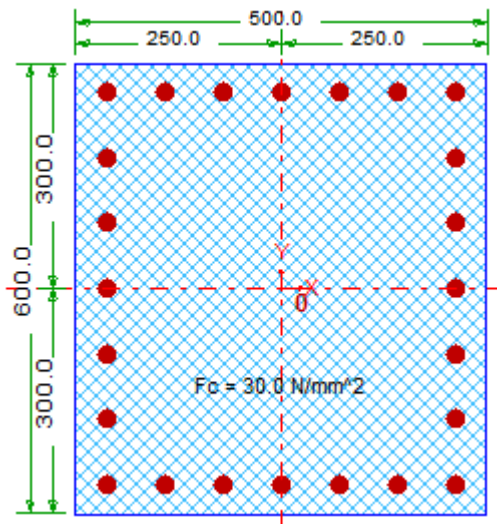
Tầng	Cột	Tổ hợp	P (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
TANG 3	C8	COMB1	-9423.24	60.757	39.483
TANG 2	C8	COMB1	-10283.5	13.98	788.922
TANG TRET	C8	COMB1	-5492.7	3.793	-932.524
TANG 3	C12	COMB1	-9453.28	61.597	-42.521
TANG 2	C12	COMB1	-10314.9	17.199	-805.149
TANG TRET	C12	COMB1	-5493.1	4.62	929.579

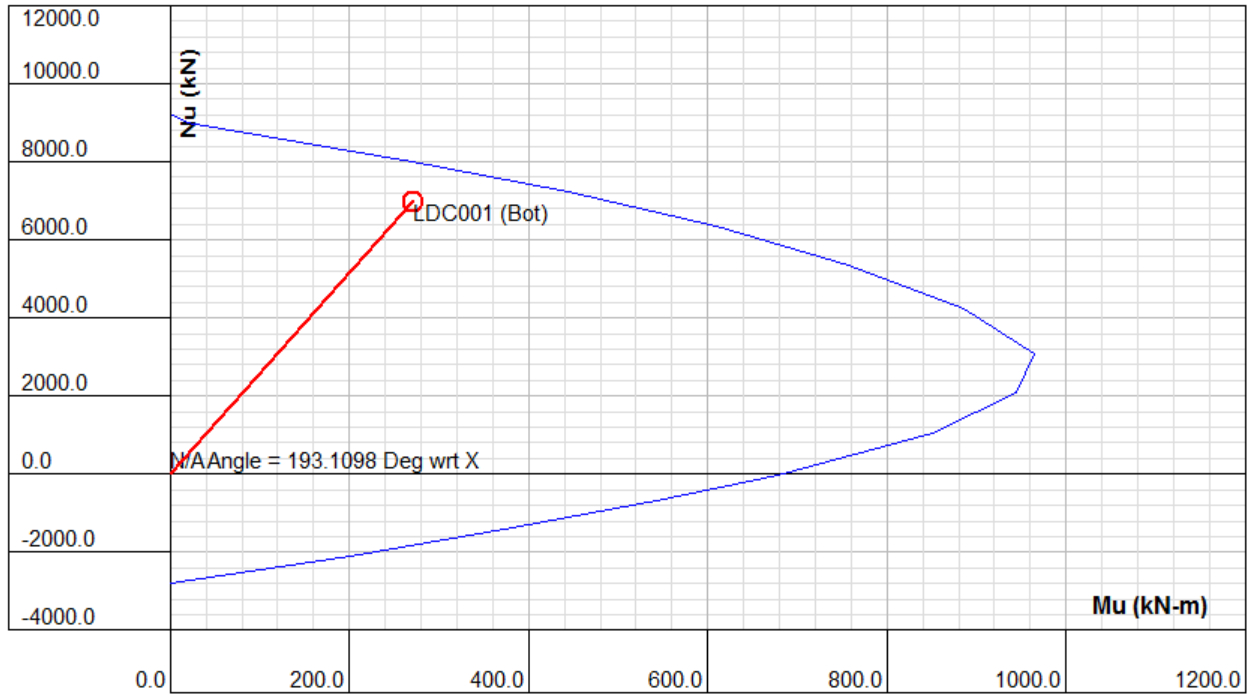
- Kết quả kiểm tra bằng phần mềm CSI Column

Sr. No	Load Comb	Load-N (kN)	Mx (kN-m)	My (kN-m)	Capacity Ratio	Remarks
1	COMB1	9423.2	39.5	60.8	0.74	OK
2	COMB12	10283.5	788.9	14.0	0.74	OK
3	COMB13	5492.7	-932.5	3.8	0.71	OK
4	COMB14	9453.3	-42.5	61.6	0.74	OK
5	COMB15	10314.9	-805.1	17.2	0.71	OK
6	COMB16	5493.1	929.6	4.6	0.71	OK

**b. Cột C500x600 (24Φ20) từ tầng 4 – tầng 7**

- Biểu đồ tương tác





**Hình 7.11** – Biểu đồ tương tác C500x600 từ tầng 4 – tầng 6 với tổ hợp nguy hiểm nhất

- Tổ hợp kiểm tra

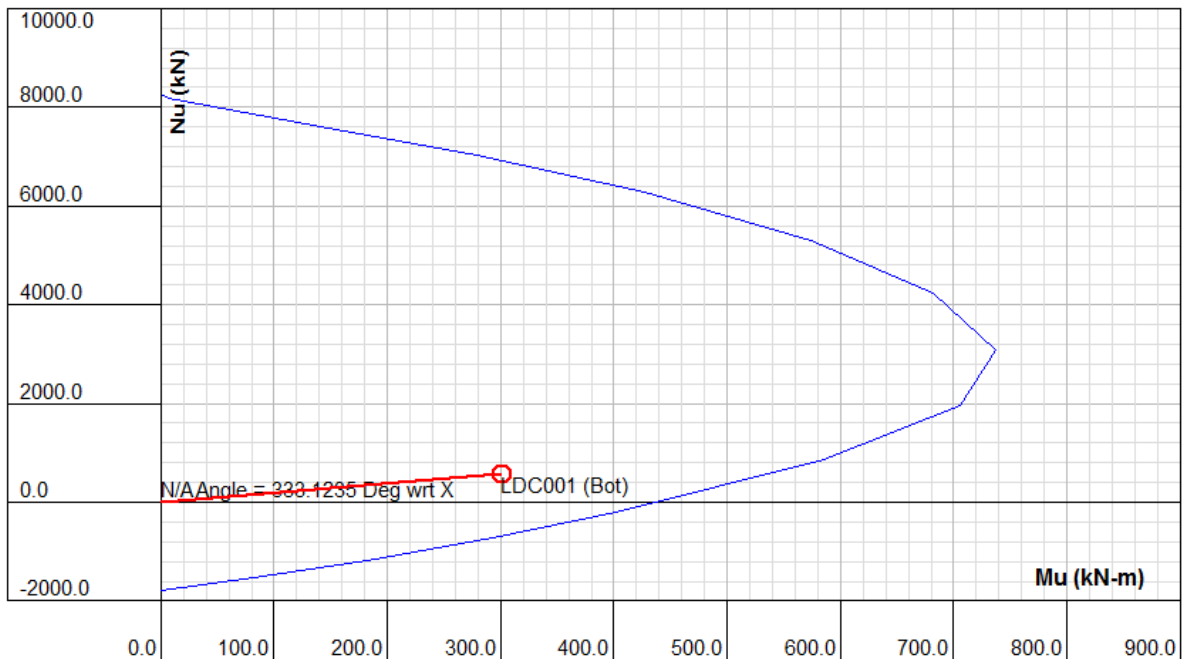
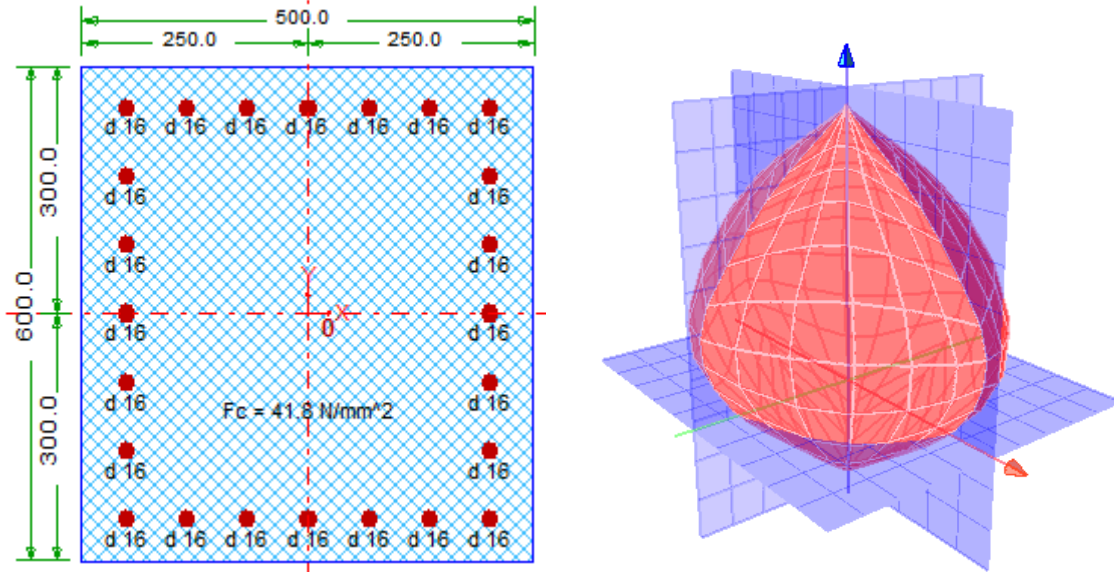
Tầng	Cột	Tổ hợp	P (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
TANG 7	C8	COMB1	-6158.66	46.307	264.008
TANG 6	C8	COMB1	-6961.05	45.67	260.157
TANG 5	C8	COMB1	-7769.93	48.535	307.425
TANG 4	C8	COMB1	-8582.96	28.648	107.95
TANG 7	C12	COMB1	-6180.07	47.208	-270.999
TANG 6	C12	COMB1	-6985.04	46.626	-266.779
TANG 5	C12	COMB1	-7796.24	49.608	-313.805
TANG 4	C12	COMB1	-8611.29	29.476	-113.028

- Kết quả kiểm tra bằng phần mềm CSI Column

Sr. No	Load Comb	Load-N (kN)	Mx (kN-m)	My (kN-m)	Capacity Ratio	Remarks
1	COMB1	6961.1	260.2	45.7	0.85	OK
2	COMB12	7769.9	307.4	48.5	0.95	OK
3	COMB13	8583.0	108.0	28.6	0.95	OK
4	COMB14	6985.0	-266.8	46.6	0.86	OK
5	COMB15	7796.2	-313.8	49.6	0.96	OK
6	COMB16	8611.3	-113.0	29.5	0.95	OK

c. Cột C500x600 (24Φ16) từ tầng 8 – tầng 14

- Biểu đồ tương tác



Hình 7.12 – Biểu đồ tương tác C500x600 từ tầng 4 – tầng 6

- Tổ hợp kiểm tra

Tầng	Cột	Tổ hợp	P (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
SAN THUONG	C8	COMB10 MAX	-580.18	107.335	280.661
TANG 13	C8	COMB1	-1409.37	49.041	248.843
TANG 12	C8	COMB1	-2197.14	50.28	256.921
TANG 11	C8	COMB1	-2986.07	49.784	257.681
TANG 10	C8	COMB1	-3776.41	48.91	256.873
TANG 9	C8	COMB1	-4558.41	7.668	42.209
TANG 8	C8	COMB2	-4734.41	4.761	36.283



Tầng	Cột	Tổ hợp	P (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
SAN THUONG	C12	COMB10 MAX	-582.72	109.899	-253.613
TANG 13	C12	COMB1	-1414.37	48.86	-254.627
TANG 12	C12	COMB1	-2204.7	50.141	-263.788
TANG 11	C12	COMB1	-2996.1	49.194	-260.687
TANG 10	C12	COMB1	-3789.17	49.652	-265.074
TANG 9	C12	COMB1	-4574.15	7.789	-43.85
TANG 8	C12	COMB2	-4755.56	4.965	-37.829

- Kết quả kiểm tra bằng phần mềm CSI Column

Sr. No	Load Comb	Load-N (kN)	Mx (kN-m)	My (kN-m)	Capacity Ratio	Remarks
1	COMB10 MAX	580.2	280.7	107.3	0.74	OK
2	COMB1	1409.4	248.8	49.0	0.47	OK
3	COMB13	2197.1	256.9	50.3	0.49	OK
4	COMB14	2986.1	257.7	49.8	0.58	OK
5	COMB15	3776.4	256.9	48.9	0.68	OK
6	COMB16	4558.4	42.2	7.7	0.66	OK
7	COMB2	4734.4	36.3	4.8	0.68	OK
8	COMB10 MAX8	582.7	-253.6	109.9	0.54	OK
9	COMB19	1414.4	-254.6	48.9	0.41	OK
10	COMB110	2204.7	-263.8	50.1	0.49	OK
11	COMB111	2996.1	-260.7	49.2	0.59	OK
12	COMB112	3789.2	-265.1	49.7	0.69	OK
13	COMB113	4574.2	-43.9	7.8	0.66	OK
14	COMB214	4755.6	-37.8	5.0	0.68	OK

#### 7.6.4. Kết luận

**Bảng 7.11** – Tổng hợp kết quả bố trí thép

Tầng	Cột giữa C3, C4			Cột biên C8, C12		
	Tiết diện	Thép dọc	Thép đai	Tiết diện	Thép dọc	Thép đai
SAN THUONG	600x700	24Φ25	L1=800  Φ8a100	500x600	24Φ16	L1=800
TANG 13	600x700	24Φ20		500x600		
TANG 12	600x700			500x600		
TANG 11	600x700			500x600		
TANG 10	600x700			500x600		
TANG 9	600x700			500x600		
TANG 8	600x700	24Φ25	L2=Htt-L1	500x600	24Φ20	L2=Htt-L1
TANG 7	600x700			500x600		
TANG 6	600x700			500x600		
TANG 5	600x700			500x600		
TANG 4	700x800	32Φ25	Φ8a200	500x600	32Φ20	Φ8a200
TANG 3	700x800			600x700		
TANG 2	700x800			600x700		
TANG TRET	700x800			600x700		

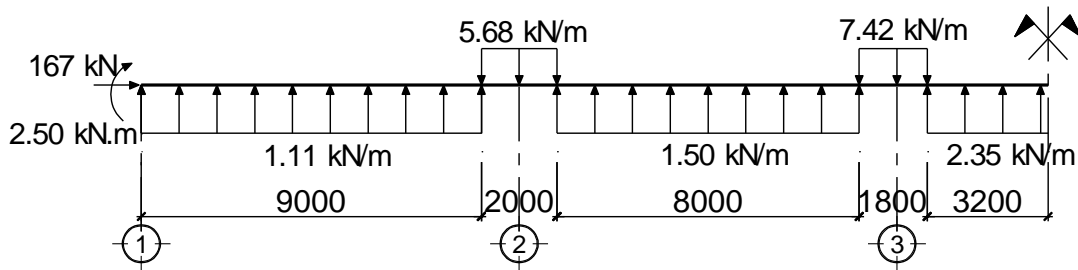


**7.7. XÉT ẢNH HƯỞNG CỦA ỨNG LỰC TRƯỚC LÊN MÔ HÌNH KHUNG**

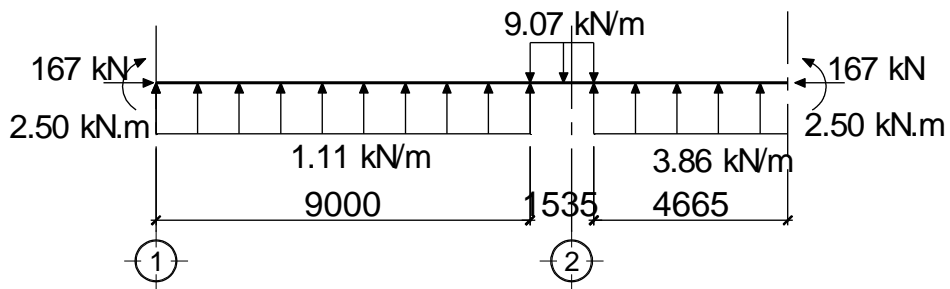
Trong xây dựng nhà cao tầng sử dụng công nghệ ứng lực trước thường chỉ ứng lực trước cho các cấu kiện chịu uốn hay chịu kéo như sàn và dầm còn các cấu kiện khác như cột, vách thường sử dụng bê tông cốt thép không căng.

Lực nén trước là một dạng tải trọng đặc biệt tác động vào kết cấu thường có giá trị lớn và gây ra những ứng suất và biến dạng không những trong cấu kiện ứng lực trước mà còn trong những cấu kiện không ứng lực trước khác như cột và vách trong hệ kết cấu nhà cao tầng. Tuy nhiên trong thiết kế tính toán thông thường các nhà thiết kế tách riêng từng sàn và chỉ tính ứng lực của cáp đối với sàn mà ít quan tâm đến ảnh hưởng của ứng lực trước đến các kết cấu khác như cột vách...

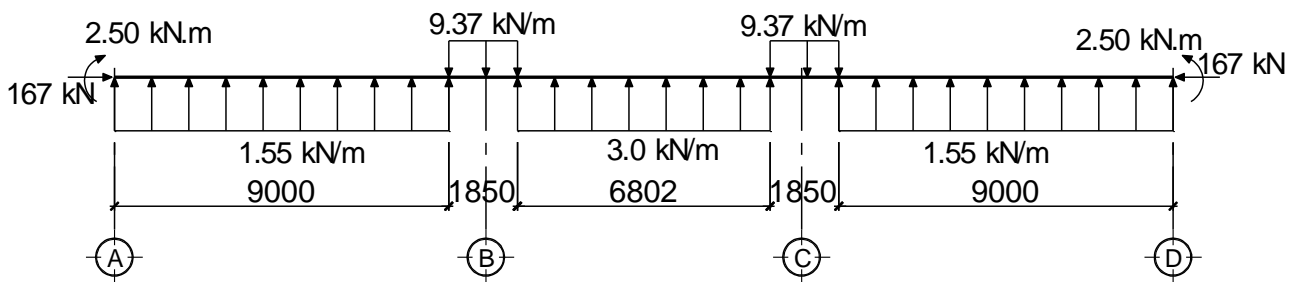
Vì vậy, để kể đến ảnh hưởng của ứng lực trước (không xét bài toán thi công), sinh viên sẽ mô hình lực nén trước, môment lệch tâm và tải cân bằng rồi nhập lên dầm ảo với trường hợp tĩnh tải vào Etabs. Tải trọng xét đến ảnh hưởng của ứng lực trước vào mô hình khung được thể hiện như hình dưới đây:



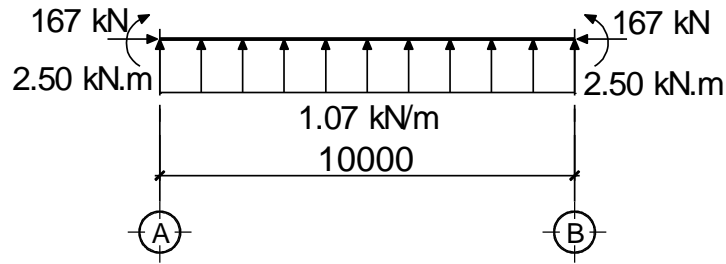
**Hình 7.13** – Đối với cáp phương dài từ trục 1-6



**Hình 7.14** – Đối với cáp phương dài từ trục 1,6 đến vách



**Hình 7.15** – Đối với cáp phương ngắn từ trục A-D



Hình 7.16 – Đối với cáp phương gắn từ trục A, D đến vách

Ghi chú: giá trị tải trong các hình trên là do một sợi cáp gây ra, tùy vào số sợi cáp trong mỗi bó giá trị này sẽ được nhân lên với n sợi cáp.

7.7.1. Tính toán thép cột

Bảng 7.12 – Kết quả thép cột và so sánh

Tầng	Tên Cột	P (kN)	$M_y = M_{22}$ (kN.m)	$M_x = M_{33}$ (kN.m)	Trường hợp tính toán	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	$\mu$ (%)	So sánh	$A_{st}$ (không cáp) (cm <sup>2</sup> )	$\mu$ (không cáp) (%)
SAN THUONG	C3	-551.07	-778.62	-234.13	LTL	111.83	2.66	>	109.83	2.61
TANG 13	C3	-1169.85	564.98	169.86	LTL	54.48	1.30	<	69.90	1.66
TANG 12	C3	-1878.83	570.66	171.73	LTL	36.44	0.87	<	51.75	1.23
TANG 11	C3	-3030.14	-562.23	-168.77	LTL	15.35	0.37	<	30.04	0.72
TANG 10	C3	-3852.01	456.33	140.53	LTRB	42.00	1.00	>	6.32	0.15
TANG 9	C3	-4836.89	-498.03	-154.85	LTRB	42.00	1.00	>	25.11	0.60
TANG 8	C3	-5797.25	-680.65	-206.92	LTRB	62.83	1.50	<	110.08	2.62
TANG 7	C3	-6659.14	-442.57	-151.80	LTRB	21.10	0.50	<	61.89	1.47
TANG 6	C3	-7819.72	-519.47	-163.78	LTRB	63.19	1.50	<	82.53	1.97
TANG 5	C3	-8890.65	-450.63	-158.46	LTRB	83.06	1.98	<	96.96	2.31
TANG 4	C3	-10012.36	-526.40	-194.57	LTRB	38.53	0.69	<	56.00	1.00
TANG 3	C3	-10842.91	-332.51	-170.34	LTRB	44.00	0.79	<	68.05	1.22
TANG 2	C3	-12320.14	-304.59	-143.36	LTRB	85.28	1.52	<	92.98	1.66
TANG TRET	C3	-13604.15	76.85	42.11	LTRB	123.64	2.21	>	121.33	2.17
SAN THUONG	C4	-506.13	-838.62	273.79	LTL	126.21	3.01	>	110.49	2.63
TANG 13	C4	-1077.33	606.17	-197.95	LTL	65.99	1.57	<	67.20	1.60
TANG 12	C4	-1737.03	612.79	-201.96	LTL	48.63	1.16	<	49.11	1.17
TANG 11	C4	-2408.79	596.79	-197.48	LTL	31.65	0.75	>	27.27	0.65
TANG 10	C4	-3661.92	-592.52	203.03	LTL	17.41	0.41	<	20.44	0.49
TANG 9	C4	-4527.98	-536.17	188.12	LTRB	10.40	0.25	<	19.69	0.47
TANG 8	C4	-5424.70	-734.37	252.35	LTRB	93.22	2.22	<	102.49	2.44
TANG 7	C4	-6357.55	-576.60	204.15	LTRB	42.45	1.01	<	58.05	1.38
TANG 6	C4	-7317.94	-560.72	199.19	LTRB	58.32	1.39	<	78.74	1.87
TANG 5	C4	-8328.24	-485.35	189.71	LTRB	56.00	1.00	<	95.14	2.27
TANG 4	C4	-9392.16	-564.87	226.99	LTRB	25.56	0.46	<	56.00	1.00
TANG 3	C4	-10471.99	-406.35	173.16	LTRB	39.90	0.71	<	65.75	1.17

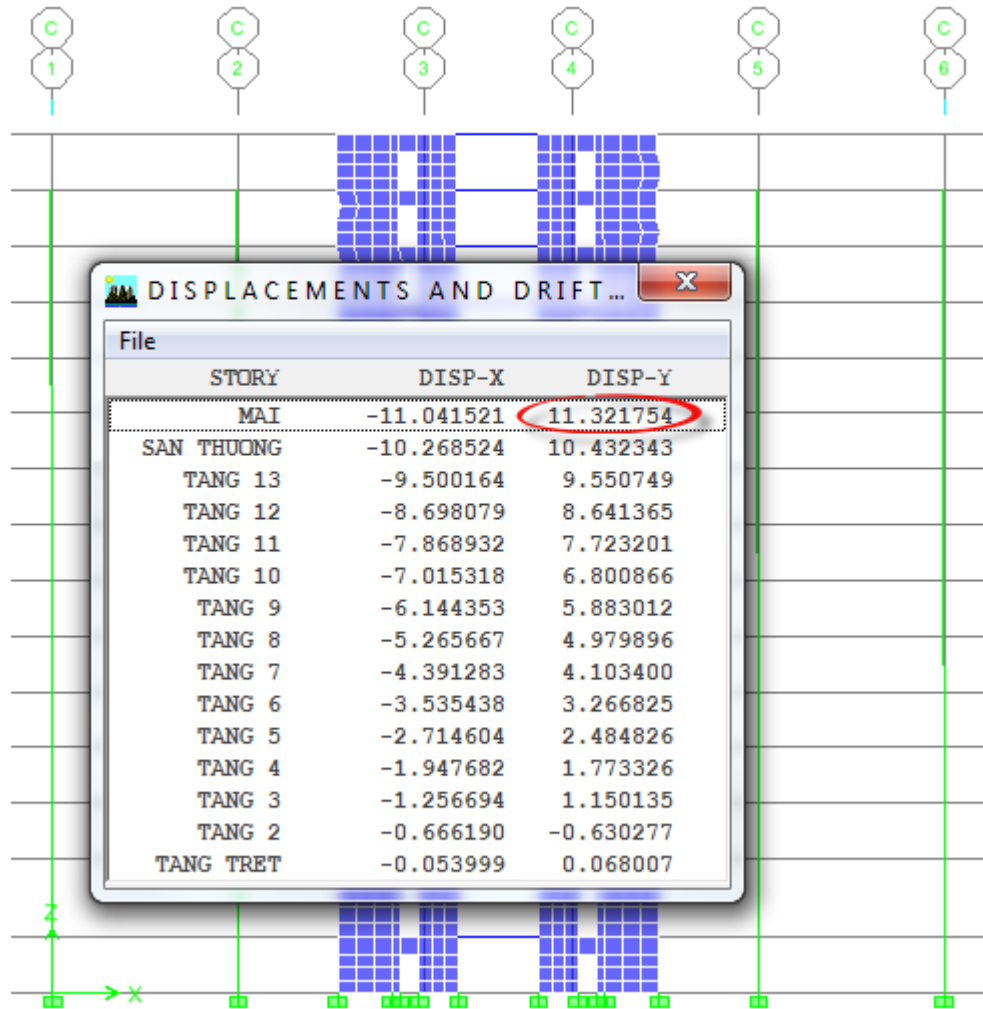
Tầng	Tên Cột	P (kN)	$M_y = M_{22}$ (kN.m)	$M_x = M_{33}$ (kN.m)	Trường hợp tính toán	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	$\mu$ (%)	So sánh	$A_{st}$ (không cáp) (cm <sup>2</sup> )	$\mu$ (không cáp) (%)
TANG 2	C4	-11614.33	-311.27	168.31	LTRB	65.12	1.16	<	90.47	1.62
TANG TRET	C4	-12882.18	83.37	-78.11	LTRB	177.09	4.22	>	118.92	2.12
SAN THUONG	C8	-394.30	1.03	26.16	LTRB	30.00	1.00	<	33.52	1.12
TANG 13	C8	-963.93	24.08	193.69	LTL	30.00	1.00	<	30.00	1.00
TANG 12	C8	-1528.04	24.70	195.41	LTRB	30.00	1.00	<	30.00	1.00
TANG 11	C8	-2093.52	24.14	195.37	LTRB	30.00	1.00	<	30.00	1.00
TANG 10	C8	-2661.19	23.41	194.78	LTRB	30.00	1.00	<	30.00	1.00
TANG 9	C8	-3231.91	22.57	189.39	LTRB	30.00	1.00	<	30.00	1.00
TANG 8	C8	-3805.24	22.63	211.11	LTRB	30.00	1.00	<	30.00	1.00
TANG 7	C8	-4382.14	22.47	101.05	LTRB	30.00	1.00	<	46.75	1.56
TANG 6	C8	-4984.25	25.84	176.34	LTRB	2.77	0.09	<	69.41	2.31
TANG 5	C8	-5585.63	26.04	238.18	LTRB	27.17	0.91	<	98.29	3.28
TANG 4	C8	-6192.47	19.70	74.29	LTRB	32.68	1.09	<	107.83	3.59
TANG 3	C8	-6826.52	40.62	155.23	LTRB	42.00	1.00	<	68.64	1.63
TANG 2	C8	-6320.08	-32.53	278.16	LTRB	42.00	1.00	<	153.58	3.66
TANG TRET	C8	-2413.30	-1.50	296.36	LTRB	42.00	1.00	<	90.54	2.16
SAN THUONG	C12	-419.97	1.15	-27.85	LTRB	30.00	1.00	<	30.12	1.00
TANG 13	C12	-1022.18	25.72	-257.75	LTL	4.68	0.16	<	30.00	1.00
TANG 12	C12	-1618.32	27.93	-263.18	LTL	30.00	1.00	<	30.00	1.00
TANG 11	C12	-2216.29	29.03	-261.90	LTRB	30.00	1.00	<	30.00	1.00
TANG 10	C12	-2817.00	31.74	-265.79	LTRB	30.00	1.00	<	30.00	1.00
TANG 9	C12	-3421.04	33.06	-260.05	LTRB	30.00	1.00	<	30.00	1.00
TANG 8	C12	-4027.76	35.35	-284.40	LTRB	30.00	1.00	<	30.00	1.00
TANG 7	C12	-4637.52	37.12	-159.49	LTRB	30.00	1.00	<	48.21	1.61
TANG 6	C12	-5272.90	43.86	-251.52	LTRB	19.89	0.66	<	70.87	2.36
TANG 5	C12	-5905.80	46.44	-311.47	LTRB	45.60	1.52	<	99.80	3.33
TANG 4	C12	-6541.72	39.08	-134.22	LTRB	43.65	1.46	<	108.72	3.62
TANG 3	C12	-7187.46	11.73	-64.45	LTRB	42.00	1.00	<	69.58	1.66
TANG 2	C12	-6703.47	-4.58	-129.94	LTRB	42.00	1.00	<	156.50	3.73
TANG TRET	C12	-2375.10	0.01	-327.85	LTRB	42.00	1.00	<	89.47	2.13

### 7.7.2. Kết luận

Trường hợp có kể đến ảnh hưởng của cáp ứng lực trước, diện tích thép cột tính toán ra nhỏ hơn so với không kể ảnh hưởng của cáp. Như vậy, xét dưới góc độ tính toán bỏ qua bài toán thi công thì việc kể ảnh hưởng của cáp sẽ có lợi hơn cho kết cấu. Tuy nhiên, để có cái nhìn toàn diện nhất, phải xét đến cả giai đoạn thi công. Ở đây, sinh viên chỉ dừng lại ở mức độ so sánh tham khảo.

## 7.8. KIỂM TRA ỔN ĐỊNH TỔNG THỂ CÔNG TRÌNH

### 7.8.1. Kiểm tra chuyển vị đỉnh



Hình 7.17 – Chuyển vị đỉnh công trình do tải tiêu chuẩn

Chuyển vị đỉnh của công trình  $f = 11.32 \text{ mm}$

$$\frac{f}{H} = \frac{11.32}{46200} = 2.45 \times 10^{-4} \leq \left[ \frac{f}{H} \right] = \frac{1}{750} = 1.33 \times 10^{-3}$$

⇒ Vậy công trình thỏa chuyển vị đỉnh cho phép

### 7.8.2. Kiểm tra ổn định chống lật

Để công trình không bị lật khi chịu tác động của tải trọng gió gây ra cần phải thỏa mãn điều kiện sau: (theo mục 2.6.3 TCXDVN 198:1997)

$$M_{\text{chống lật}} \geq 1.5 \times M_{\text{lật}}$$

**Trong đó:**

+ *Momen gây lật:*  $M_{lật} = J \sum F_i h_i$

$$J = \frac{0.5}{\sqrt[3]{T_1^2}} = \frac{0.5}{\sqrt[3]{2^2}} = 0.42 \text{ thỏa điều kiện } 0.3 < J < 1$$

$T_1$  – chu kỳ dao động 1,  $T_1 = 1.3$  s

$F_i$  – lực phân bố cho các tầng (kN)

$h_i$  – chiều cao các tầng i

+ *Momen chống lật:*  $M_{chống\ lật} = 75\% d \cdot \sum P_i$

$P_i$  – khối lượng tầng thứ i

d – khoảng cách từ trọng tâm công trình đến mép ngoài hệ móng

$d_x = 26$  (m)

$d_y = 16.41$  (m)

**Bảng 7.13 – Kiểm tra chống lật theo phương X**

Tầng	hi (m)	Fi (KN)	J	Fi.hi (KNm)	d (m)	Pi (KN)
T-mái	44.7	8.7	0.42	390.31	26	228.17
S.Thượng	41.7	89.2	0.42	3721.08	26	2483.22
T-13	38.7	101.3	0.42	3918.58	26	3055.85
T-12	35.7	92.7	0.42	3309.34	26	3055.85
T-11	32.7	84.1	0.42	2751.43	26	3055.85
T-10	29.7	75.6	0.42	2244.87	26	3055.85
T-9	26.7	65.6	0.42	1751.57	26	3055.85
T-8	23.7	57.0	0.42	1351.97	26	3055.85
T-7	20.7	47.1	0.42	974.19	26	3055.85
T-6	17.7	38.5	0.42	681.55	26	3055.85
T-5	14.7	28.5	0.42	419.28	26	3055.85
T-4	11.7	21.4	0.42	250.29	26	3055.85
T-3	8.7	12.8	0.42	111.67	26	3055.85
T-2	5.7	7.2	0.42	41.19	26	3096.97
T-1	1.5	0.0	0.42	0.00	26	2636.48
Mlật (KNm) = $j \sum f_i \cdot h_i$				<b>9205.28</b>		
Mchống lật = $75\% d \sum P_i$				<b>820153.97</b>		
Kiểm tra				<b>Thỏa</b>		

**Bảng 7.14** – Kiểm tra chống lật theo phương Y

Tầng	hi (m)	Fi (KN)	J	Fi.hi (KNm)	d (m)	Pi (KN)
T-mái	44.7	15.0	0.42	670.73	16.41	228.17
S.Thượng	41.7	150.5	0.42	6274.17	16.41	2483.22
T-13	38.7	169.3	0.42	6553.84	16.41	3055.85
T-12	35.7	153.5	0.42	5481.51	16.41	3055.85
T-11	32.7	137.7	0.42	4504.03	16.41	3055.85
T-10	29.7	121.9	0.42	3621.38	16.41	3055.85
T-9	26.7	103.9	0.42	2773.27	16.41	3055.85
T-8	23.7	88.1	0.42	2087.07	16.41	3055.85
T-7	20.7	72.3	0.42	1495.70	16.41	3055.85
T-6	17.7	58.7	0.42	1039.13	16.41	3055.85
T-5	14.7	45.2	0.42	663.85	16.41	3055.85
T-4	11.7	31.6	0.42	369.86	16.41	3055.85
T-3	8.7	20.3	0.42	176.80	16.41	3055.85
T-2	5.7	11.4	0.42	65.22	16.41	3096.97
T-1	1.5	1.9	0.42	2.92	16.41	2636.48
Mlật (KNm) = $j \sum f_i . h_i$				<b>15027.38</b>		
Mchống lật = $75\% d \sum P_i$				<b>517643.33</b>		
Kiểm tra				<b>Thỏa</b>		

**7.8.3. Kiểm tra gia tốc đỉnh**

Theo mục 2.6.3 TCXDVN 198:1997: theo yêu cầu sử dụng, gia tốc cực đại của chuyển động tại đỉnh công trình dưới tác động của gió có giá trị nằm trong giới hạn cho phép  $|\ddot{y}| \leq [\ddot{Y}]$

**Trong đó:**

$[\ddot{Y}]$  - Giá trị cho phép của gia tốc, lấy bằng 150mm/s<sup>2</sup>

$|\ddot{y}|$  - Giá trị tính toán của gia tốc cực đại

$$y'' = \omega^2 U_{\max}$$

Với:  $\omega$ : tần số vòng của dạng dao động thứ i (1/s)

$a_{\max}$ : chuyển vị cực đại tại đỉnh công trình (mm)

**Bảng 7.15** – Kiểm tra dao động cho toàn công trình

Mode	$\omega$ (1/s)	$u_{max}$ (mm)	$y''$ (mm/s <sup>2</sup> )	[y] (mm/s <sup>2</sup> )	Điều kiện
1	1.78	19.5	61.2	150	Thỏa

**7.8.4. Kiểm tra trượt**

Điều kiện kiểm tra trượt:  $T \leq A_e R_t$

**Trong đó:**

T: lực gây trượt

$A_e$  : Diện tích tiết diện chân vách chịu trượt.  $A_e = 23.34 \text{ m}^2$

$R_t$  : ứng suất cắt tính toán của bê tông tường B40:  $R_t = 1400 \text{ kN/m}^2$ .

$$A_e R_t = 23.34 \times 1400 = 32676 \text{ kN}$$

**Bảng 7.16** – Kiểm tra trượt cho công trình

Tầng	$h_i$ (m)	$T_x = F_{xi}$ (kN)	$T_y = F_{yi}$ (kN)	$A_e * R_t$ (KN)
T-mái	44.70	8.73	15.01	<b>32676</b>
S.Thượng	41.70	89.23	150.46	
T-13	38.70	101.26	169.35	
T-12	35.70	92.70	153.54	
T-11	32.70	84.14	137.74	
T-10	29.70	75.58	121.93	
T-9	26.70	65.60	103.87	
T-8	23.70	57.05	88.06	
T-7	20.70	47.06	72.26	
T-6	17.70	38.51	58.71	
T-5	14.70	28.52	45.16	
T-4	11.70	21.39	31.61	
T-3	8.70	12.84	20.32	
T-2	5.70	7.23	11.44	
T-1	1.50	0.00	1.95	
Tổng $T_x, T_y$		<b>729.84</b>	<b>1181.41</b>	
Kiểm tra		<b>Thỏa</b>	<b>Thỏa</b>	

⇒ Vậy công trình đảm bảo về điều kiện: chuyển vị đỉnh, gia tốc đỉnh, lật, trượt nên mặt bằng kết cấu, vách, lõi, cột đảm bảo điều kiện sử dụng ổn định.

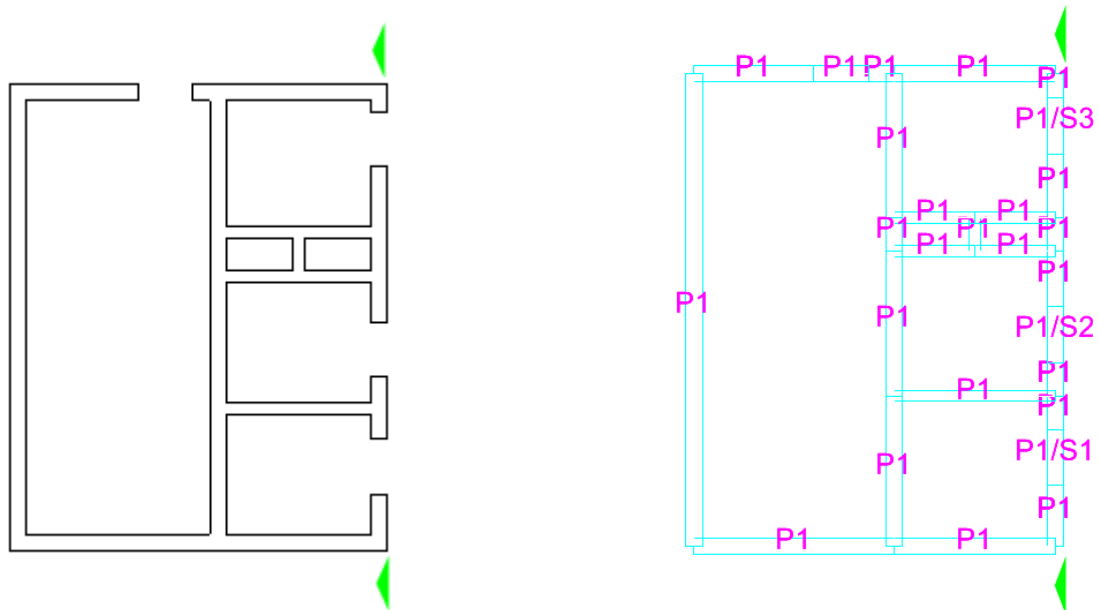
## CHƯƠNG 8: THIẾT KẾ VÁCH LỖI

### 8.1. GÁN PHẦN TỬ VÀ LẤY NỘI LỰC TRONG ETABS

Trong Etabs người dùng có thể tổng hợp nội lực để tính toán vách lõi bằng cách gán thuộc tính Pier hay Spandrel cho các phần tử vách.

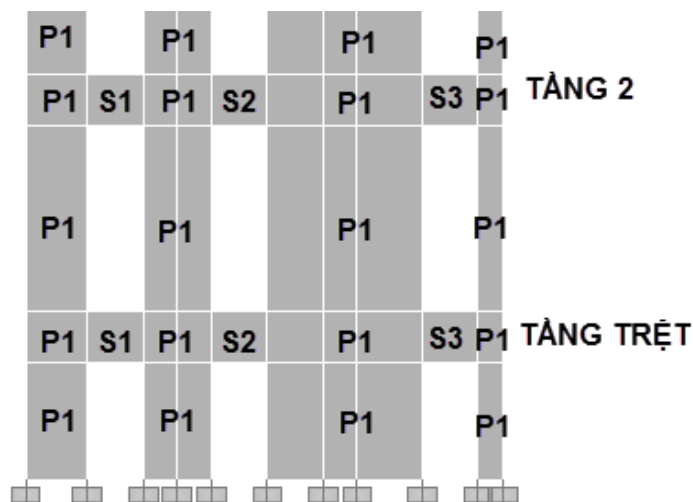
- Vách đứng gán Pier (P) – lấy nội lực như cột
- Vách ngang gán Spandrel (S) – lấy nội lực như dầm

Vì tính toán lõi theo quan điểm các vách trong lõi làm việc chung với nhau nên sinh viên gán thuộc tính Pier và Spandrel trong Etabs như sau:



Mặt bằng lõi công trình

Mặt bằng kết quả gán phần tử



Mặt cắt kết quả gán phần tử

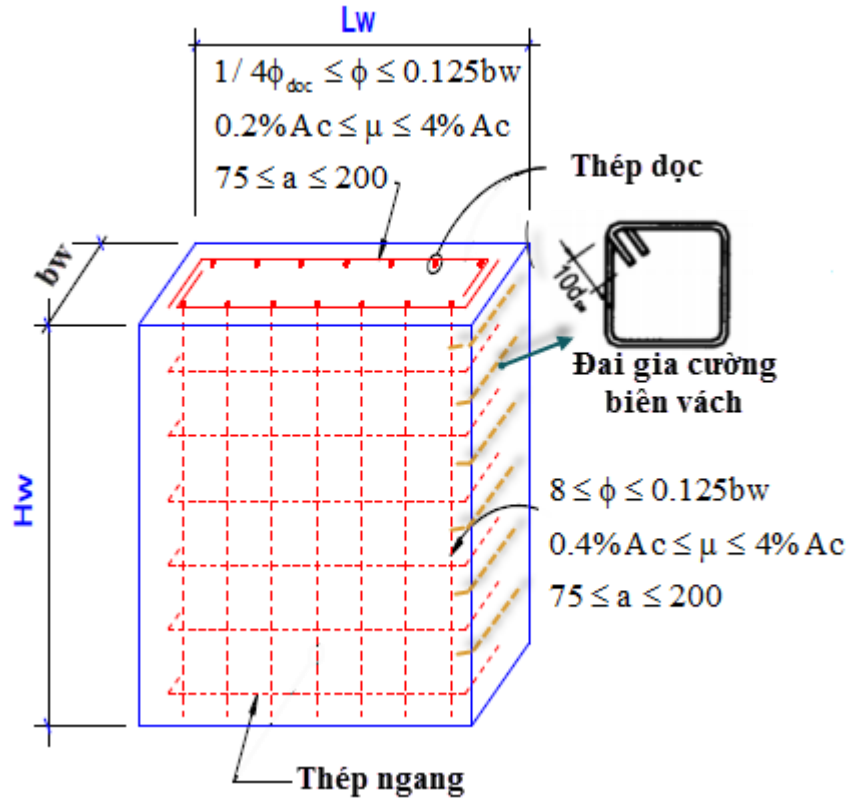
**Hình 8.1** – Gán phần tử Pier và Spandrel trong Etabs



## 8.2. TÍNH TOÁN PHẦN TỬ PIER

### 8.2.1. Cấu tạo

Để tính toán vách lõi, trước hết phải hiểu rõ cấu tạo và chức năng làm việc của thép trong vách lõi. Cấu tạo vách lõi theo TCXDVN 375:2006 như sau:



**Hình 8.2** – Cấu tạo vách theo TCXD 375:2006

**Bảng 8.1** – Cấu tạo vách theo TCXDVN 375:2006

TCXDVN 375:2006			
Thông số	Thép dọc	Thép ngang	Điều
Hàm lượng thép min	0.4% Ac	0.2% Ac	5354 (13)p
Hàm lượng thép max	4% Ac	4% Ac	5354 (13)p
Đường kính thép min	8mm	1/4Φđọc	5354 (15)
Đường kính thép max	1/8bw	1/8bw	5345 (15)
Khoảng cách thép min	75mm	75mm	5345 (15)
Khoảng cách thép max	min(3bw, 400)	min(3bw, 400)	5345 (15)
Hàm lượng thép gia cường vùng biên	≥0.5%		4342 (10)

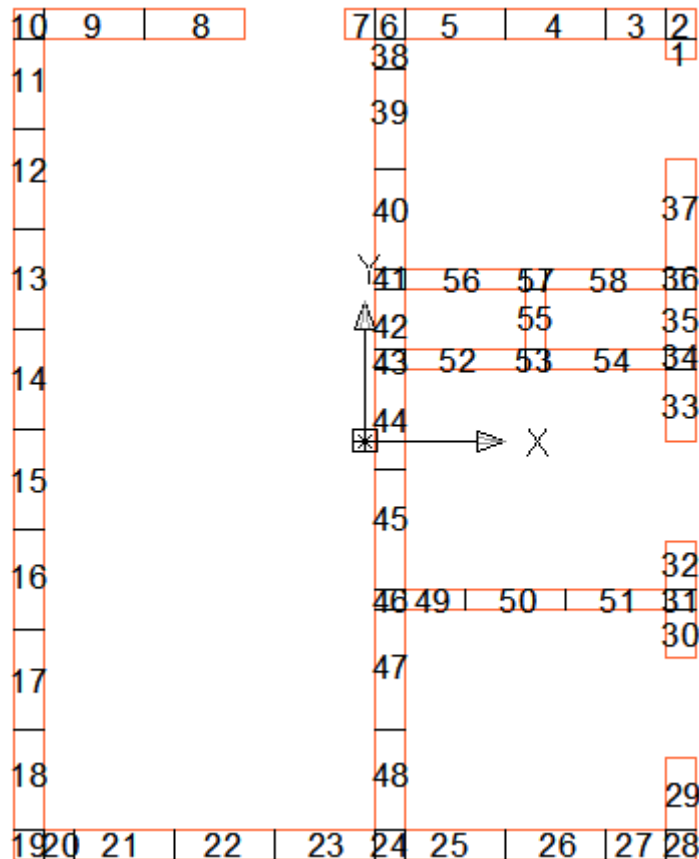
Ngoài ra, còn có thép đai phân bố được rải theo cấu tạo. Theo TCXDVN 375:2006 thì có thể dùng đai chữ C hoặc chữ S, trong trường hợp có kháng chấn khoảng cách lớn nhất theo phương đứng là min (16Φđọc, 2bw), theo phương ngang là 2bw.

**8.2.2. Sơ bộ thép dọc**

Có nhiều phương pháp để sơ bộ thép dọc trong lõi, ở đây sinh viên chia lõi ra nhiều phần tử nhỏ sau đó dùng phương pháp phân bố ứng suất đàn hồi để phân phối lại nội lực trong lõi và sơ bộ thép. Sau khi sơ bộ được thép sẽ kiểm tra lại khả năng chịu lực bằng biểu đồ tương tác.

**8.2.2.1. Chia phần tử và phân phối nội lực**

**a. Chia phần tử**



**Hình 8.3 – Phân chia phần tử**

**b. Xác định trọng tâm lõi và trọng tâm phần tử**

- Trọng tâm lõi được xác định trong AutoCad 2007 bằng cách tạo miền đặc bằng lệnh **Region** → dùng lệnh **Massprop** để xem các thông số trong đó có trọng tâm → đưa gốc tọa độ về trọng tâm lõi (**Hình 9.3**)
- Trọng tâm phần tử xác định trong AutoCad 2007 bằng lệnh **ID**

c. Phân phối nội lực

- Nội lực được phân phối như sau:

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M_x}{I_x} y_i + \frac{M_y}{I_y} x_i \Rightarrow N = \sigma \times A$$

**Trong đó:**

P: lực dọc Pier (kN)

$M_x = M_3, M_y = M_2$ : **giá trị** môment Pier quay quanh trục X, Y tương ứng với trục 2, 3 trong Etabs (kN.m)

$x_i, y_i$ : **giá trị** tọa độ trọng tâm phần tử so với trọng tâm lõi (mm)

$I_x, I_y$ : môment quán tính đối với trục X, Y của lõi (mm<sup>4</sup>)

A: diện tích tiết diện phần tử i (mm<sup>2</sup>)

N: lực dọc tác dụng lên phần tử thứ I (kN)

- Qui ước dấu ứng suất: ứng suất dương (+): nén, ứng suất âm (-): kéo
- Tính toán cụ thể **phần tử 1**

**Bảng 8.2** – Thông số của lõi

$A_c =$	11670000	mm <sup>2</sup>
$I_x = I_{33} =$	9.81E+13	mm <sup>4</sup>
$I_y = I_{22} =$	6.27E+13	mm <sup>4</sup>

**Bảng 8.3** – Thông số tính toán phần tử 1

Phần tử	b	h	Xc	Yc	
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
1	200	300	-3155.0129	3913.3248	
<b>Nội lực</b>					
Tầng	Tổ hợp	Vị trí	P	M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>
			(kN)	(kN.m)	(kN.m)
TANG TRET	COMB13 MIN	Top	-43064.02	-11719.422	-211311.336

$$\sigma = \frac{43064 \times 10^3}{11670000} + \frac{(-211311 \times 10^6)}{9.81 \times 10^{13}} 3913 + \frac{(-11719 \times 10^6)}{6.27 \times 10^{13}} (-3155) = -4.15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow N = \sigma \times A = -4.15 \times 200 \times 300 = -249000 \text{ N}$$

$\Rightarrow$  Vậy phần tử 1 chịu kéo

- Kết quả phân phối nội lực

**Bảng 8.4** – Nội lực Pier (P1) tầng trệt xuất từ Etabs

Tầng	Tổ hợp	Vị trí	P	M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>
			(kN)	(kN.m)	(kN.m)
TANG TRET	COMB1	Top	-45318.77	10920.986	-99090.32
TANG TRET	COMB1	Bottom	-46355.79	2901.079	-96720.717
TANG TRET	COMB2	Top	-38594.33	-4750.197	-98796.188
TANG TRET	COMB2	Bottom	-39631.36	-10845.114	-97101.844
TANG TRET	COMB3	Top	-37868.24	24768.135	-98294.122
TANG TRET	COMB3	Bottom	-38905.27	16983.635	-96683.133
TANG TRET	COMB4	Top	-38228.92	9557.485	-69897.44
TANG TRET	COMB4	Bottom	-39265.95	2629.881	-67688.327
TANG TRET	COMB5	Top	-38233.65	10460.453	-127192.869
TANG TRET	COMB5	Bottom	-39270.68	3508.64	-126096.651
TANG TRET	COMB6	Top	-44936.76	-2453.465	-99261.734
TANG TRET	COMB6	Bottom	-45973.79	-9605.04	-96926.315
TANG TRET	COMB7	Top	-44283.28	24113.033	-98809.874
TANG TRET	COMB7	Bottom	-45320.3	15440.834	-96549.474
TANG TRET	COMB8	Top	-44607.89	10423.448	-73252.861
TANG TRET	COMB8	Bottom	-45644.92	2522.455	-70454.149
TANG TRET	COMB9	Top	-44612.15	11236.119	-124818.747
TANG TRET	COMB9	Bottom	-45649.17	3313.339	-123021.64
TANG TRET	COMB10 MAX	Top	-40551.7	84488.467	-63122.681
TANG TRET	COMB10 MAX	Bottom	-41588.73	72657.614	-60774.503
TANG TRET	COMB10 MIN	Top	-44415.85	-63376.109	-134621.827
TANG TRET	COMB10 MIN	Bottom	-45452.88	-66720.912	-132804.349
TANG TRET	COMB11 MAX	Top	-40551.7	84488.467	-63122.681
TANG TRET	COMB11 MAX	Bottom	-41588.73	72657.614	-60774.503
TANG TRET	COMB11 MIN	Top	-44415.85	-63376.109	-134621.827
TANG TRET	COMB11 MIN	Bottom	-45452.88	-66720.912	-132804.349
TANG TRET	COMB12 MAX	Top	-41903.53	32831.78	13566.828
TANG TRET	COMB12 MAX	Bottom	-42940.56	23970.783	17090.24
TANG TRET	COMB12 MIN	Top	-43064.02	-11719.422	-211311.336
TANG TRET	COMB12 MIN	Bottom	-44101.04	-18034.08	-210669.091
TANG TRET	COMB13 MAX	Top	-41903.53	32831.78	13566.828
TANG TRET	COMB13 MAX	Bottom	-42940.56	23970.783	17090.24
TANG TRET	COMB13 MIN	Top	-43064.02	-11719.422	-211311.336
TANG TRET	COMB13 MIN	Bottom	-44101.04	-18034.08	-210669.091
TANG TRET	COMB1	Bottom	-46355.79	2901.079	-96720.717
TANG TRET	COMB10 MAX	Top	-40551.7	84488.467	-63122.681
TANG TRET	COMB11 MAX	Top	-40551.7	84488.467	-63122.681
TANG TRET	COMB12 MIN	Top	-43064.02	-11719.422	-211311.336

**Bảng 8.5** – Kết quả phân phối nội lực

Số hiệu phần tử	b	h	Xc	Yc	$\sigma$	kéo/nén	N
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(MPa)		(N)
1	200	300	-3155.0129	3913.3248	-4.15E+00	kéo	-2.49E+05
2	300	300	-2705.0129	4163.3248	-4.78E+00	kéo	-4.30E+05
3	300	600	-1905.0129	4163.3248	-4.78E+00	kéo	-4.30E+05
4	300	1000	-905.0129	4163.3248	-4.78E+00	kéo	-4.30E+05
5	300	1000	-255.0129	4163.3248	-4.78E+00	kéo	-4.30E+05
6	300	300	44.9871	4163.3248	-4.78E+00	kéo	-4.30E+05
7	300	300	1694.9871	4163.3248	-5.65E+00	kéo	-5.09E+05
8	300	1000	2694.9871	4163.3248	-1.85E+00	kéo	-5.55E+05
9	300	1000	3344.9871	4163.3248	-4.15E+00	kéo	-2.49E+05
10	300	300	3344.9871	3563.3248	-4.84E+00	kéo	-4.35E+05
11	300	900	3344.9871	2613.3248	-1.85E+00	kéo	-5.55E+05
12	300	1000	3344.9871	1613.3248	-1.85E+00	kéo	-5.55E+05
13	300	1000	3344.9871	613.3248	3.85E+00	nén	1.15E+06
14	300	1000	3344.9871	-386.6752	4.86E+00	nén	1.46E+06
15	300	1000	3344.9871	-1386.6752	5.87E+00	nén	1.76E+06
16	300	1000	3344.9871	-2386.6752	6.88E+00	nén	2.06E+06
17	300	1000	3344.9871	-3386.6752	7.89E+00	nén	2.37E+06
18	300	1000	3344.9871	-4036.6752	8.55E+00	nén	2.56E+06
19	300	300	3044.9871	-4036.6752	8.49E+00	nén	7.64E+05
20	300	300	2394.9871	-4036.6752	8.38E+00	nén	7.54E+05
21	300	1000	1394.9871	-4036.6752	8.21E+00	nén	2.46E+06
22	300	1000	394.9871	-4036.6752	8.03E+00	nén	2.41E+06
23	300	1000	-255.0129	-4036.6752	7.92E+00	nén	2.38E+06
24	300	300	-905.0129	-4036.6752	7.80E+00	nén	7.02E+05
25	300	1000	-1905.0129	-4036.6752	7.63E+00	nén	2.29E+06
26	300	1000	-2705.0129	-4036.6752	7.49E+00	nén	2.25E+06
27	300	600	-3155.0129	-4036.6752	7.41E+00	nén	1.33E+06
28	300	300	-3155.0129	-3522.9252	6.89E+00	nén	6.20E+05
29	300	700	-3155.0129	-1922.9252	5.28E+00	nén	1.11E+06
30	300	500	-3155.0129	-1586.6752	4.94E+00	nén	7.41E+05
31	300	200	-3155.0129	-1250.4252	4.60E+00	nén	2.76E+05
32	300	500	-3155.0129	349.5748	2.98E+00	nén	4.47E+05
33	300	700	-3155.0129	813.3248	2.51E+00	nén	5.28E+05
34	200	300	-3155.0129	1213.3248	-1.56E+00	kéo	-9.34E+04
35	300	600	-3155.0129	1615.0963	-1.82E+00	kéo	-3.27E+05
36	200	300	-3155.0129	2263.3248	-2.23E+00	kéo	-1.34E+05
37	300	1100	-255.0129	3863.3248	-2.23E+00	kéo	-1.34E+05
38	300	300	-255.0129	3213.3248	-3.19E+00	kéo	-2.87E+05
39	300	1000	-255.0129	2213.3248	1.60E+00	nén	4.81E+05

Số hiệu phần tử	b	h	Xc	Yc	σ	kéo/nén	N
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(MPa)		(N)
40	300	1000	-255.0129	1613.3248	2.21E+00	nén	6.63E+05
41	200	300	-255.0129	1213.3248	2.61E+00	nén	1.57E+05
42	300	600	-255.0129	813.3248	3.02E+00	nén	5.43E+05
43	200	300	-255.0129	213.3248	3.62E+00	nén	2.17E+05
44	300	1000	-255.0129	-886.6752	4.73E+00	nén	1.42E+06
45	300	1200	-255.0129	-1589.5000	5.45E+00	nén	1.96E+06
46	200	300	-255.0129	-2286.6752	6.15E+00	nén	3.69E+05
47	300	1200	-255.0129	-3386.6752	7.26E+00	nén	2.61E+06
48	300	1000	-705.0129	-1586.6752	5.36E+00	nén	1.61E+06
49	200	600	-1505.0129	-1586.6752	5.22E+00	nén	6.27E+05
50	200	1000	-2505.0129	-1586.6752	5.05E+00	nén	1.01E+06
51	200	1000	-1005.0129	813.3248	2.89E+00	nén	5.77E+05
52	200	1200	-1705.0129	813.3248	2.76E+00	nén	6.63E+05
53	200	200	-2405.0129	813.3248	2.64E+00	nén	1.06E+05
54	200	1200	-1705.0129	1213.3248	2.36E+00	nén	5.66E+05
55	200	600	-1005.0129	1613.3248	2.08E+00	nén	2.49E+05
56	200	1200	-1705.0129	1613.3248	1.96E+00	nén	4.69E+05
57	200	200	-2405.0129	1713.3248	1.73E+00	nén	6.93E+04
58	200	1200	-2405.0129	1613.3248	1.83E+00	nén	4.40E+05

**8.2.2.2. Sơ bộ thép dọc**

Thép dọc được sơ bộ ứng với nội lực tầng trệt cho tất cả các phần tử, sau đó kiểm tra lại bằng biểu đồ tương tác với tất cả các tầng.

- Thép dọc được sơ bộ như sau:

- Phần tử chịu kéo:  $A_s = \frac{N}{R_s}$

**Trong đó:**

As: diện tích thép tính toán (mm<sup>2</sup>)

N: lực dọc của phần tử (N)

Rs: cường độ tính toán của thép (MPa)

- Phần tử chịu nén: đặt thép cấu tạo và kiểm tra khả năng chịu nén

$$N \leq 0.85 \times R_b \times A_b + R_{sc} \times A_{sc}$$

**Trong đó:**

$A_b, A_s$ : lần lượt là diện tích tiết diện bê tông, cốt thép ( $mm^2$ )

$R_b, R_{sc}$ : lần lượt là cường độ tính toán của bê tông, cốt thép (MPa)

- Tính toán cụ thể phần tử 1

$$\text{Phần tử 1 chịu kéo} \Rightarrow A_s = \frac{249000}{365} = 682 \text{ mm}^2 = 6.8 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 0.4\% \leq \mu = \frac{682}{200 \times 300} \times 100 = 1.14\% \leq 4\%$$

$\Rightarrow$  Chọn 6Φ12 ( $A_s = 6.79 \text{ cm}^2$ )

- Kết quả sơ bộ thép

**Bảng 8.6 – Số liệu tính toán lõi**

		VẬT LIỆU	
BÊ TÔNG		THÉP	
Cấp độ bền:	B40	Thép dọc:	A-III (6-8)
$g_{b2} =$	0.9	$R_s = R_{sc} =$	355 (MPa)
$R_b =$	22 (MPa)	$E_s =$	2.00E+05 (MPa)
$R_{bt} =$	1.4 (MPa)	$A_c =$	11670000 $mm^2$
$E_b =$	36000 (MPa)	$I_x = I_{33} =$	9.81E+13 $mm^4$
$\xi_R =$	0.544	$I_y = I_{22} =$	6.27E+13 $mm^4$
$\alpha_R =$	0.396		

**Bảng 8.7 – Kết quả sơ bộ thép**

N	$A_s$	$\mu(\%)$	Kiểm tra nén	Bố trí			Aschọn ( $cm^2$ )
				(N)	( $cm^2$ )	( $cm^2$ )	
-2.49E+05	7.02	1.17	-	6	Φ	12	6.79
-4.30E+05	12.11	1.35	-	8	Φ	12	9.05
-4.30E+05	9.60	0.53	-	8	Φ	12	9.05
-4.30E+05	14.00	0.47	-	12	Φ	12	13.57
-4.30E+05	14.05	0.47	-	12	Φ	12	13.57
-4.30E+05	9.06	1.01	-	8	Φ	12	9.05
-5.09E+05	14.33	1.59	-	8	Φ	12	9.05
-5.55E+05	17.00	0.57	-	15	Φ	12	16.96
-2.49E+05	13.50	0.45	-	12	Φ	12	13.57
-4.35E+05	12.27	1.36	-	11	Φ	12	12.44
-5.55E+05	13.50	0.50	-	12	Φ	12	13.57
-5.55E+05	15.63	0.52	-	10	Φ	12	11.31
1.15E+06	12.00	0.40	Thỏa	12	Φ	12	13.57



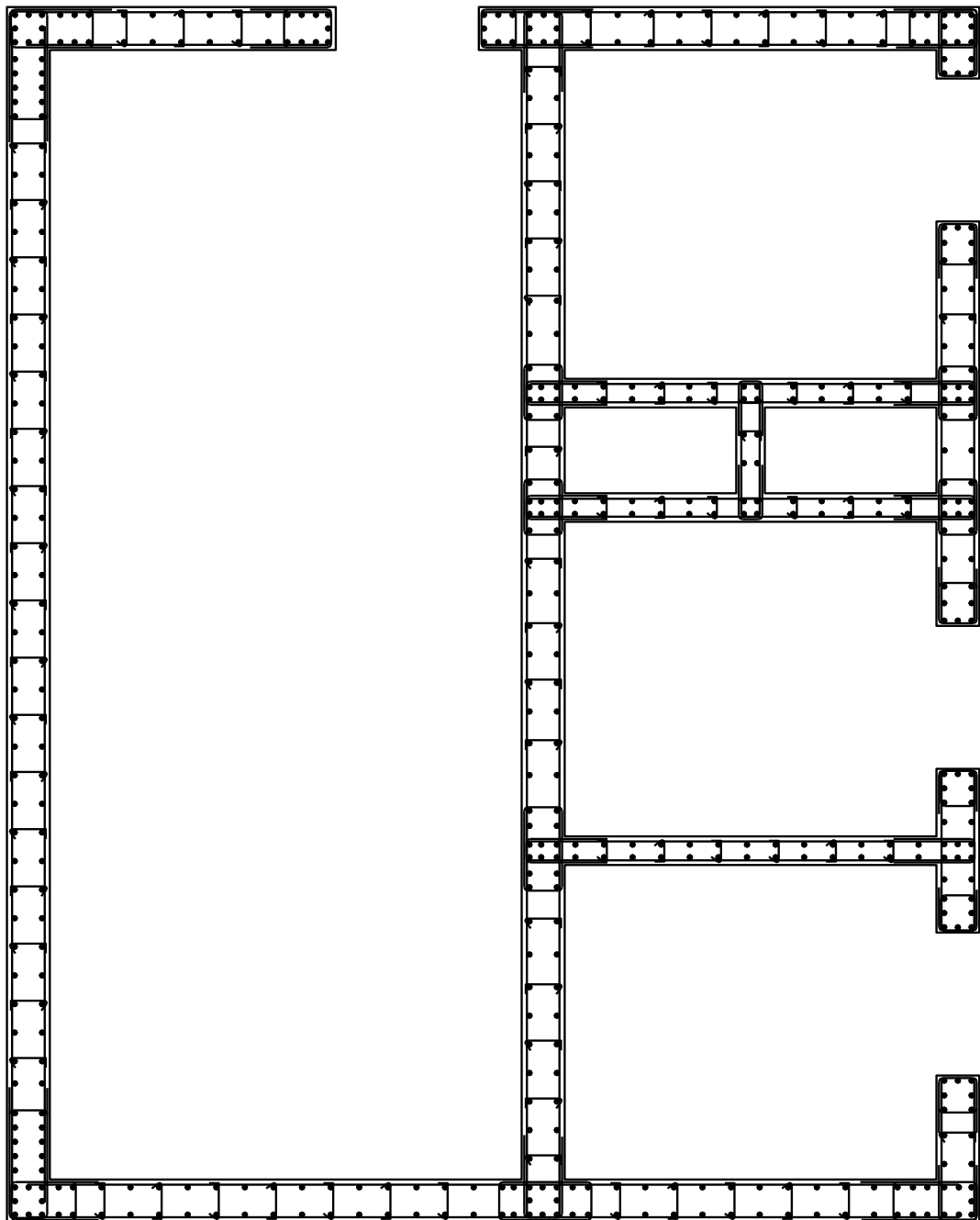
N	A <sub>s</sub>	μ(%)	Kiểm tra nén	Bố trí			Aschọn
(N)	(cm <sup>2</sup> )						(cm <sup>2</sup> )
1.46E+06	12.00	0.40	Thỏa	12	Φ	12	13.57
1.76E+06	12.00	0.40	Thỏa	12	Φ	12	13.57
2.06E+06	12.00	0.40	Thỏa	12	Φ	12	13.57
2.37E+06	12.00	0.40	Thỏa	12	Φ	12	13.57
2.56E+06	12.00	0.40	Thỏa	14	Φ	12	15.83
7.64E+05	3.60	0.40	Thỏa	8	Φ	12	9.05
7.54E+05	3.60	0.40	Thỏa	6	Φ	12	6.79
2.46E+06	12.00	0.40	Thỏa	10	Φ	12	11.31
2.41E+06	12.00	0.40	Thỏa	10	Φ	12	11.31
2.38E+06	12.00	0.40	Thỏa	10	Φ	12	11.31
7.02E+05	3.60	0.40	Thỏa	8	Φ	12	9.05
2.29E+06	12.00	0.40	Thỏa	12	Φ	12	13.57
2.25E+06	12.00	0.40	Thỏa	10	Φ	12	11.31
1.33E+06	7.20	0.40	Thỏa	8	Φ	12	9.05
6.20E+05	3.60	0.40	Thỏa	8	Φ	12	9.05
1.11E+06	8.40	0.40	Thỏa	11	Φ	12	12.44
7.41E+05	6.00	0.40	Thỏa	9	Φ	12	10.18
2.76E+05	2.40	0.40	Thỏa	6	Φ	12	6.79
4.47E+05	6.00	0.40	Thỏa	9	Φ	12	10.18
5.28E+05	8.40	0.40	Thỏa	11	Φ	12	12.44
-9.34E+04	2.63	0.44	-	6	Φ	12	6.79
-3.27E+05	9.21	0.51	-	6	Φ	12	6.79
-1.34E+05	3.77	0.63	-	6	Φ	12	6.79
-1.34E+05	17.00	0.52	-	15	Φ	12	16.96
-2.87E+05	8.08	0.90	-	7	Φ	12	7.92
4.81E+05	12.00	0.40	Thỏa	12	Φ	12	13.57
6.63E+05	12.00	0.40	Thỏa	8	Φ	12	9.05
1.57E+05	2.40	0.40	Thỏa	6	Φ	12	6.79
5.43E+05	7.20	0.40	Thỏa	6	Φ	12	6.79
2.17E+05	2.40	0.40	Thỏa	6	Φ	12	6.79
1.42E+06	12.00	0.40	Thỏa	10	Φ	12	11.31
1.96E+06	14.40	0.40	Thỏa	12	Φ	12	13.57
3.69E+05	2.40	0.40	Thỏa	6	Φ	12	6.79
2.61E+06	14.40	0.40	Thỏa	14	Φ	12	15.83
1.61E+06	12.00	0.40	Thỏa	10	Φ	12	11.31
6.27E+05	4.80	0.40	Thỏa	6	Φ	12	6.79
1.01E+06	8.00	0.40	Thỏa	10	Φ	12	11.31
5.77E+05	8.00	0.40	Thỏa	10	Φ	12	11.31
6.63E+05	9.60	0.40	Thỏa	12	Φ	12	13.57
1.06E+05	1.60	0.40	Thỏa	4	Φ	12	4.52
5.66E+05	9.60	0.40	Thỏa	8	Φ	12	9.05
2.49E+05	4.80	0.40	Thỏa	4	Φ	12	4.52



N	$A_s$	$\mu(\%)$	Kiểm tra nén	Bố trí			$A_{schon}$
(N)	( $cm^2$ )				$\Phi$		( $cm^2$ )
4.69E+05	9.60	0.40	Thỏa	12	$\Phi$	12	13.57
6.93E+04	1.60	0.40	Thỏa	4	$\Phi$	12	4.52
4.40E+05	9.60	0.40	Thỏa	10	$\Phi$	12	11.31

**8.2.3. Kiểm tra khả năng chịu lực mặt cắt ngang**

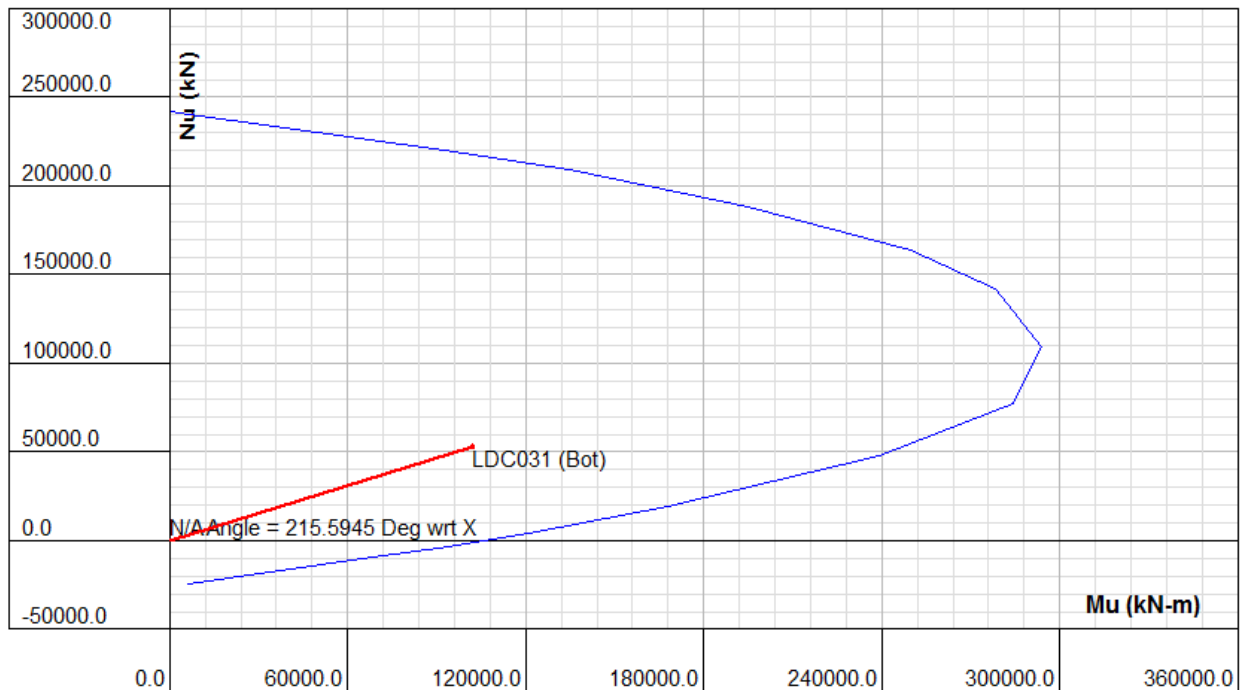
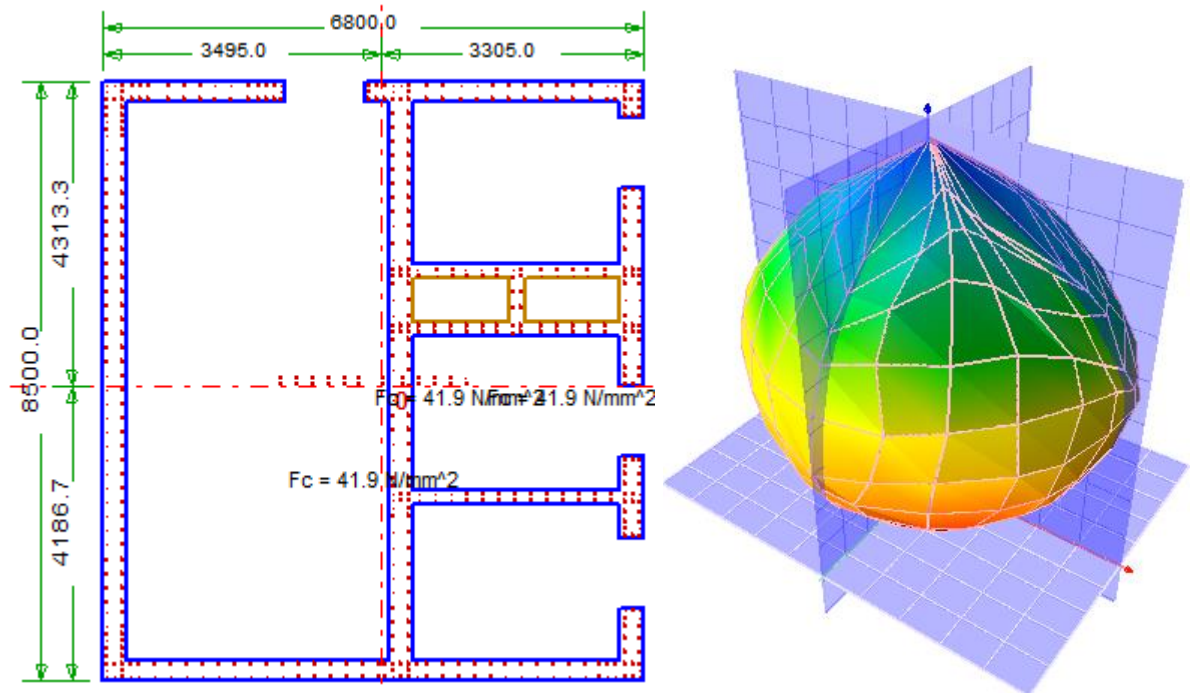
**8.2.3.1. Bố trí thép trên mặt cắt ngang**



Hình 8.4 – Bố trí thép dọc

8.2.3.2. Kiểm tra khả năng chịu lực bằng phần mềm CSI Column

a. Biểu đồ tương tác



Hình 8.5 – Biểu đồ tương tác lõi công trình

## b. Tổ hợp kiểm tra

**Bảng 8.8** – Tổ hợp nội lực lọc từ Etabs

Tầng	Pier	Load	P	Mx=-M3	My=M2
MAI	P1	COMB10 MAX	1529.29	-1490.93	3347.744
MAI	P1	COMB10 MIN	1593.99	1276.341	2784.401
SAN THUONG	P1	COMB10 MAX	5088.44	-2684.61	5366.619
SAN THUONG	P1	COMB10 MIN	5582.78	2346.737	448.559
TANG 13	P1	COMB10 MAX	9011.3	-3699.65	7106.401
TANG 13	P1	COMB10 MIN	9886.02	3285.545	-2181.13
TANG 13	P1	COMB12 MAX	9317.35	-6114.22	3865.701
TANG 12	P1	COMB10 MAX	12887.7	-4931.44	9638.913
TANG 12	P1	COMB10 MIN	14145.14	4400.209	-5220.45
TANG 12	P1	COMB12 MAX	13327.65	-11373.5	4453.413
TANG 11	P1	COMB1	18379.68	-313.993	2117.258
TANG 11	P1	COMB10 MAX	16732.71	-6456.3	12682.5
TANG 11	P1	COMB12 MAX	17303.62	-17690.5	5176.1
TANG 10	P1	COMB1	22566.1	767.813	1834.855
TANG 10	P1	COMB10 MAX	20529.22	-7164.96	16124.93
TANG 10	P1	COMB12 MIN	21825.88	25228.3	-2692.79
TANG 9	P1	COMB1	26669.96	1884.556	1669.264
TANG 9	P1	COMB10 MAX	24254.39	-8100.63	20075.56
TANG 9	P1	COMB12 MIN	25778.75	34009.12	-4077.9
TANG 8	P1	COMB1	30732.58	2983.348	1447.418
TANG 8	P1	COMB10 MAX	27962.03	-9286.3	24296.27
TANG 8	P1	COMB12 MIN	29686.84	43302.94	-5613.67
TANG 7	P1	COMB1	34748.98	4090.016	1098.842
TANG 7	P1	COMB10 MAX	31643.98	-10743.2	29098.17
TANG 7	P1	COMB12 MIN	33546.39	53303.15	-7478.16
TANG 6	P1	COMB1	38666.31	5212.05	806.598
TANG 6	P1	COMB10 MAX	35244.69	-12509.6	34852.28
TANG 6	P1	COMB12 MIN	37309.23	64116.63	-9556.13
TANG 5	P1	COMB1	42472.12	6362.719	601.496
TANG 5	P1	COMB10 MAX	38755.82	-14648.7	41834.07
TANG 5	P1	COMB12 MIN	40962.64	75897.15	-11890.9
TANG 4	P1	COMB1	46176.52	7550.352	502.22
TANG 4	P1	COMB10 MAX	42194.87	-17244.7	50128.72
TANG 4	P1	COMB12 MIN	44513.84	88759.44	-14481.5
TANG 3	P1	COMB1	49788.83	8796.434	339.703
TANG 3	P1	COMB10 MAX	45568.97	-20411.5	59620.6
TANG 3	P1	COMB12 MIN	47972.3	102881.7	-17499.5
TANG 2	P1	COMB1	53669.97	10470.91	677.367
TANG 2	P1	COMB10 MAX	49239.56	-25409.6	76262.71
TANG 2	P1	COMB12 MIN	51700.92	123797.5	-22078.7
TANG TRET	P1	COMB1	57161.83	10654.99	684.452
TANG TRET	P1	COMB10 MAX	51354.68	-19533.3	84382.15
TANG TRET	P1	COMB12 MIN	53846.23	129261.7	-12505.8

c. Kết quả kiểm tra

Sr. No	Load Comb	Load-N (kN)	Mx (kN-m)	My (kN-m)	Capacity Ratio	N/A Angle (deg)	N/A Depth (mm)	Capacity Method	Remarks
1	COMB10 MAX	1529.3	-1490.9	3347.7	0.04	261.4	1005.8	4	OK
2	COMB10 MIN	1594.0	1276.3	2784.4	0.04	279.1	953.9	4	OK
3	COMB10 MAX3	5088.4	-2684.6	5366.6	0.06	260.0	1169.8	4	OK
4	COMB10 MIN4	5582.8	2346.7	448.6	0.03	348.5	1320.7	4	OK
5	COMB10 MAX5	9011.3	-3699.7	7106.4	0.07	258.8	1343.3	4	OK
6	COMB10 MIN6	9886.0	3285.5	-2181.1	0.05	29.7	2272.8	4	OK
7	COMB12 MAX	9317.4	-6114.2	3865.7	0.05	228.4	2405.1	4	OK
8	COMB10 MAX8	12887.7	-4931.4	9638.9	0.09	258.1	1500.3	4	OK
9	COMB10 MIN9	14145.1	4400.2	-5220.5	0.07	64.4	2074.0	4	OK
10	COMB12 MAX10	13327.7	-11373.5	4453.4	0.08	212.1	2381.0	4	OK
11	COMB1	18379.7	-314.0	2117.3	0.08	265.6	1009.9	4	OK
12	COMB10 MAX12	16732.7	-6456.3	12682.5	0.11	257.5	1636.8	4	OK
13	COMB12 MAX13	17303.6	-17690.5	5176.1	0.11	205.2	2210.1	4	OK
14	COMB114	22566.1	767.8	1834.9	0.10	280.5	1585.6	4	OK
15	COMB10 MAX15	20529.2	-7165.0	16124.9	0.13	257.9	1691.9	4	OK
16	COMB12 MIN	21825.9	25228.3	-2692.8	0.19	266.7	1126.4	4	OK
17	COMB117	26670.0	1884.6	1669.3	0.11	304.9	2857.6	4	OK
18	COMB10 MAX18	24254.4	-8100.6	20075.6	0.15	258.0	1774.5	4	OK
19	COMB12 MIN19	25778.8	34009.1	-4077.9	0.23	275.4	1330.7	4	OK
20	COMB120	30732.6	2983.3	1447.4	0.13	325.8	3112.5	4	OK
21	COMB10 MAX21	27962.0	-9286.3	24296.3	0.17	257.6	1916.6	4	OK
22	COMB12 MIN22	29686.8	43302.9	-5613.7	0.27	250.8	1664.5	4	OK

Sr. No	Load Comb	Load-N (kN)	Mx (kN-m)	My (kN-m)	Capacity Ratio	N/A Angle (deg)	N/A Depth (mm)	Capacity Method	Remarks
23	COMB123	34749.0	4090.0	1098.8	0.15	335.4	2974.5	4	OK
24	COMB10 MAX24	31644.0	-10743.2	29098.2	0.19	256.8	2099.4	4	OK
25	COMB12 MIN25	33546.4	53303.2	-7478.2	0.32	263.5	1899.8	4	OK
26	COMB126	38666.3	5212.1	806.6	0.17	341.9	2841.7	4	OK
27	COMB10 MAX27	35244.7	-12509.6	34852.3	0.22	256.9	2222.7	4	OK
28	COMB12 MIN28	37309.2	64116.6	-9556.1	0.27	173.1	2278.9	4	OK
29	COMB129	42472.1	6362.7	601.5	0.18	345.2	2850.3	4	OK
30	COMB10 MAX30	38755.8	-14648.7	41834.1	0.25	256.3	2390.8	4	OK
31	COMB12 MIN31	40962.6	75897.2	-11890.9	0.31	174.9	2492.3	4	OK
32	COMB132	46176.5	7550.4	502.2	0.20	348.6	2841.8	4	OK
33	COMB10 MAX33	42194.9	-17244.7	50128.7	0.29	256.4	2500.4	4	OK
34	COMB12 MIN34	44513.8	88759.5	-14481.5	0.39	124.2	2811.5	4	OK
35	COMB135	49788.8	8796.4	339.7	0.22	350.5	2903.9	4	OK
36	COMB10 MAX36	45569.0	-20411.5	59620.6	0.34	255.9	2658.0	4	OK
37	COMB12 MIN37	47972.3	102881.7	-17499.5	0.44	128.4	3006.3	4	OK
38	COMB138	53670.0	10470.9	677.4	0.23	349.6	3095.3	4	OK
39	COMB10 MAX39	49239.6	-25409.6	76262.7	0.41	255.3	2828.0	4	OK
40	COMB12 MIN40	51700.9	123797.5	-22078.7	0.53	78.8	3327.4	4	OK
41	COMB141	57161.8	10655.0	684.5	0.25	350.0	3217.9	4	OK
42	COMB10 MAX42	51354.7	-19533.3	84382.2	0.44	258.7	2644.0	4	OK
43	COMB12 MIN43	53846.2	129261.7	-12505.8	0.62	286.2	2886.7	4	OK

Hình 8.6 – Kết quả kiểm tra bằng phần mềm CSI Column

**Ghi chú:** hệ số Cr (Capacity Ratio) càng nhỏ hơn 1 thì càng an toàn, theo Manual của CSI Column thì  $Cr = \text{Nội lực tính toán} / \text{khả năng chịu lực}$  và lấy giá trị lớn nhất theo 3 trường hợp.

**8.2.4. Bố trí và kiểm tra thép ngang**

Thép ngang được thiết kế bằng cách chọn và thực hiện bài toán kiểm tra. Dựa vào cấu tạo thép ngang theo TCXDVN 375:2006 đã trình bày ở trên ⇒ chọn  $\phi 10a200$

Tiến hành kiểm tra thép đai theo mỗi phương với lực cắt lớn nhất theo mỗi phương lọc từ dữ liệu nội lực của Etabs.

$$\text{Khả năng chịu lực cắt: } Q \leq \sum Q_{bi} + \sum Q_{swi} = \sum R_{bt} \times b_i \times h_{oi} + \sum R_{sw} \times A_{sw} \times \frac{h_{oi}}{s_i}$$

**Trong đó:**

$\sum Q_{bi}, \sum Q_{swi}$  : khả năng chịu cắt của bê tông và thép ngang của vách thứ i (kN)

$R_{bt}, R_{sw}$  : cường độ chịu kéo tính toán của bê tông và cường độ chịu cắt tính toán của thép đai (MPa)

$A_{sw}$  : diện tích thép đai tương ứng với số nhánh đai (mm<sup>2</sup>)

$b_i$  : bề dày vách thứ I (mm)

$h_{oi}$  : chiều cao tính toán của tiết diện vách thứ i,  $h_{oi} = 0.8Lw$  (mm)

$s_i$  : bước thép ngang (mm)

- Tổ hợp kiểm tra

Tầng	Pier	Load	Loc	P	V2	V3
TANG 3	P1	BAO MAX	Bottom	-43505.3	4841.5	5108.74
TANG 2	P1	BAO MIN	Bottom	-53670	-5644.58	-4325.56

- Thông số tính toán

**Bảng 8.9** – Thông số tính toán

Phương chịu lực	THÔNG SỐ TÍNH TOÁN										
	Tên vách thứ i	Q <sub>max</sub>	N	b	h	h <sub>0</sub>	Bố trí				A <sub>sw</sub>
		(kN)	(kN)	(mm)	(mm)	(mm)					mm <sup>2</sup>
X	1	5109	-43505	300	2300	1840	Ø	10	a	200	157
	2			300	3500	2800	Ø	10	a	200	157
	3			200	3200	2560	Ø	10	a	200	157
	4			200	3200	2560	Ø	10	a	200	157
	5			200	3200	2560	Ø	10	a	200	157
Y	1	-5645	-5645	300	8500	6800	Ø	10	a	200	157
	2			300	8500	6800	Ø	10	a	200	157
	3			300	500	400	Ø	10	a	200	157
	4			300	2800	2240	Ø	10	a	200	157
	5			300	1200	960	Ø	10	a	200	157
	6			300	1000	800	Ø	10	a	200	157

- Kết quả kiểm tra

**Bảng 8.10** – Kiểm tra thép ngang chịu cắt

Phương chịu lực	THÔNG SỐ TÍNH TOÁN			KIỂM TRA					
	Tên vách thứ i	Q <sub>max</sub> (kN)	N (kN)	Q <sub>b</sub> (kN)	Q <sub>sw</sub> (kN)	Kiểm tra khả năng chịu cắt	φ <sub>w1</sub>	φ <sub>b1</sub>	K.tr điều kiện phá hoại do ứng suất nén chính
<b>X</b>	1	5109	-43505	773	325	Thỏa	1.08	0.78	Thỏa
	2			1176	495				
	3			717	452				
	4			717	452				
	5			717	452				
<b>Y</b>	1	-5645	-5645	2856	1202	Thỏa	1.08	0.78	Thỏa
	2			2856	1202				
	3			168	71				
	4			941	396				
	5			403	170				
	6			336	141				

### 8.3. TÍNH TOÁN LANH TÔ THANG MÁY (PHẦN TỬ SPANDREL)

Vì tiêu chuẩn Việt Nam không qui định cụ thể về việc tính toán lanh tô thang máy (dầm cao) mà chỉ quy định về điều kiện khi nào thiết kế thép chéo ở góc cửa thang máy, nên sinh viên mượn tiêu chuẩn ACI318-11 để tính toán cho cấu kiện này.

#### 8.3.1. Cấu tạo

Theo TC ACI318-11, cấu tạo như sau:

- Thép chịu uốn ở biên

$$A_s^{\min} = \max\left(\frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b \times d; 1.4 \frac{b \times d}{f_y}\right) \text{ (mục 10.5)}$$

- Thép chịu uốn và hỗ trợ chịu cắt ở giữa

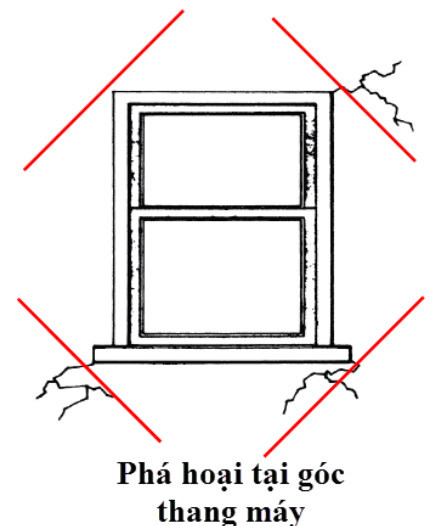
$$A_s^{\min} = 0.15\% \times b \times s \text{ và } s = \min(d/5, 300) \text{ (mục 11.7)}$$

- Thép đai chịu cắt

$$A_s^{\min} = 0.25\% \times b \times s \text{ và } s = \min(d/5, 300) \text{ (mục 11.7)}$$

- Thép chéo tại góc cửa thang máy

Đặt ít nhất 2 thanh Φ16 và đặt thành 2 lớp thép chéo theo mỗi phương tại góc thang máy



**Trong đó:**

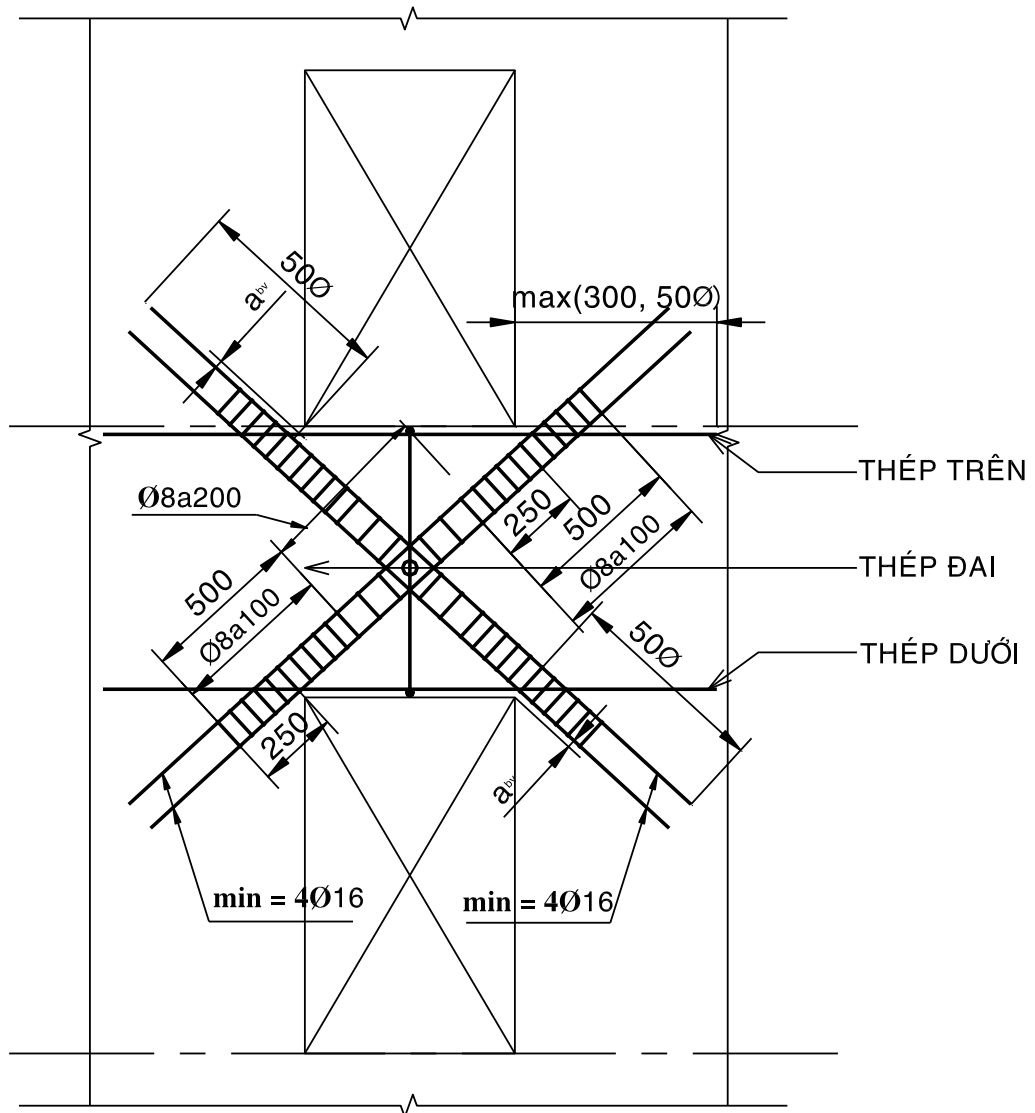
$f'_c$  : cường độ chịu nén đặc trưng của mẫu trụ bê tông ở 28 ngày tuổi (MPa)

$f_y$  : giới hạn chảy của thép (MPa)

$b$  : bề rộng dầm cao (mm)

$d$  : chiều cao tính toán dầm cao,  $d = h - a_o$  (mm)

$s$  : bước cốt thép (mm)



**Hình 8.7** – Cấu tạo thép lạnh tô thanh máy

**8.3.2. Tính toán cốt thép**

Vì số khối lượng Spandrel chiếm tỷ trọng rất nhỏ trong toàn bộ công trình, nên để đơn giản trong cùng một tầng sinh viên sẽ lọc ra Spandrel có nội lực lớn nhất để tính toán và bố trí cho toàn bộ.

Theo phương đứng, công trình có 2 loại chiều cao tầng là 3m và 4.2m, vì vậy sẽ có 2 loại Spandrel có kích thước khác nhau là Spandrel tầng trệt và Spandrel các tầng còn lại. Đối với các tầng còn lại (trừ tầng trệt), sinh viên sẽ lọc ra tầng có nội lực Spandrel lớn nhất để tính toán và bố trí cho toàn bộ theo phương đứng.

⇒ Như vậy, sinh viên sẽ tính toán Spandrel cho tầng 4.2m rồi bố trí cho toàn bộ tầng trệt và tính toán Spandrel tầng 3m rồi bố trí cho toàn bộ các tầng còn lại.

**Bảng 8.11 – Nội lực tính toán Spandrel**

Tầng	M <sub>nhịp</sub>	M <sub>gối</sub>	Q
	kN.m	kN.m	kN
Tầng trệt	203.394	-266.027	421.42
Tầng còn lại	175.513	-267.145	401.52

**8.3.2.1. Spandrel tầng trệt**

◆  $\frac{l_n}{h} = \frac{1000}{1700} = 0.6 < 2 \Rightarrow$  Tính toán như dầm cao

◆ Tính thép chịu uốn

• Tại nhịp:  $M_n = 203 \text{ kN.m}$

$\frac{l_n}{h} = 0.6 < 1 \Rightarrow z = 610 \text{ mm}$

$A_s = \frac{M_n}{\phi \cdot f_y \cdot z} = \frac{203 \times 10^6}{0.9 \times 390 \times 610} = 948 \text{ mm}^2$

$A_s^{\min} = \max\left(\frac{0.25 \sqrt{f'_c}}{f_y} b \times d; 1.4 \frac{b \times d}{f_y}\right)$   
 $= \max\left(\frac{0.25 \times \sqrt{30}}{390} \times 300 \times 0.9 \times 1700; 1.4 \times \frac{300 \times 0.9 \times 1700}{390}\right)$   
 $= \max(1612, 1648) = 1648 \text{ (mm}^2\text{)}$

$A_s = 948 \text{ mm}^2 < A_s^{\min} = 1648 \text{ mm}^2 \Rightarrow$  bố trí  $A_s = 1648 \text{ mm}^2$

⇒ chọn 4Φ25 ( $A_s=1963 \text{ mm}^2$ )



Khoảng bố trí:

$$y = 0.25h - 0.05l = 0.25 \times 1700 - 0.05 \times 1150 = 368\text{mm} > 0.2h = 340\text{mm}$$

$$\Rightarrow y = 340\text{mm}$$

- Tại gối:  $M_g = 266 \text{ kN.m}$

$$l = 1.15l_n = 1.15 \times 1000 = 1150\text{mm}$$

$$A'_s = \frac{M_n}{\phi \cdot f_y \cdot z} = \frac{266 \times 10^6}{0.9 \times 390 \times 610} = 1242 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 1242 \text{ mm}^2 < A_s^{\min} = 1648 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{bố trí } A'_s = 1648 \text{ mm}^2$$

- Phân phối môment

$$\text{Đoạn } 0.2h: A_s^1 = 0.5 \left( \frac{l}{h} - 1 \right) A'_s = 0.5 \times \left( \frac{1150}{1700} - 1 \right) \times 1648 = -267 \text{ mm}^2 < 0$$

$\Rightarrow$  Do dầm chủ yếu chịu cắt  $\rightarrow$  đặt thép cấu tạo

$$\text{Đoạn } 0.6h: A_s^2 = A'_s - A_s^1 = 1648 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{chọn } 12\Phi 16 (A_s = 2413 \text{ mm}^2)$$

Đoạn 0.2h còn lại: kéo thép nhíp qua

- ◆ Tính thép đai chịu cắt

- + Kiểm tra lực cắt lớn nhất do ngoại lực

$$V_u = 421 \text{ kN} \leq 0.83 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0.83 \times \sqrt{30} \times 300 \times 1530 = 2087 \text{ kN}$$

- + Chọn thép đai  $\Rightarrow$  chọn đai  $\Phi 10 \text{ a}150$

- + Tính khả năng chịu cắt của thép đai

$$V_s = \left( \frac{A_{v_s}}{s} \cdot \frac{1 + \ln/d}{12} + \frac{A_{v_h}}{s_h} \cdot \frac{11 - \ln/d}{12} \right) f_y \cdot d$$

$$= \left( \frac{157}{150} \cdot \frac{1 + 1000/1530}{12} + \frac{157}{200} \cdot \frac{11 - 1000/1530}{12} \right) 390 \cdot 1530 \cdot 10^{-3} = 490 \text{ kN}$$

- + Tính khả năng chịu cắt của bê tông

$$V_c = 0.17 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0.17 \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 1530 \cdot 10^{-3} = 427 \text{ kN}$$

- + Kiểm tra khả năng chịu cắt của dầm

$$V_u = 421 \text{ kN} < 0.6(V_c + V_s) = 0.6(490 + 427) = 550 \text{ kN}$$

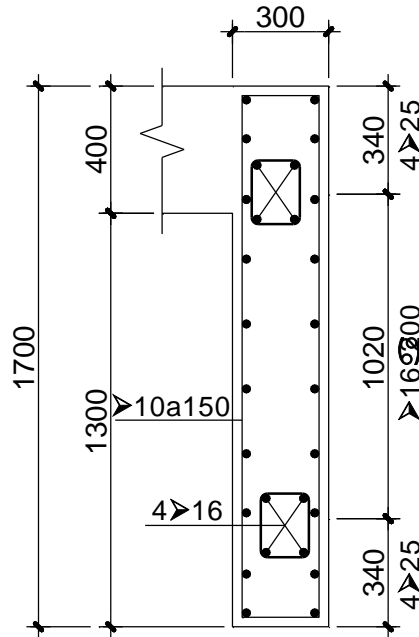
$\Rightarrow$  Vậy dầm đảm bảo khả năng chịu cắt

◆ Tính thép chéo

$$\sin \alpha = \frac{0.8h_s}{\sqrt{l_s^2 + (0.8h_s)^2}} = \frac{0.8 \times 1700}{\sqrt{1000^2 + (0.8 \times 1700)^2}} = 0.81$$

$$A_{vd} = \frac{V_u}{2\phi_s \cdot f_{ys} \cdot \sin \alpha} = \frac{421 \times 10^3}{2 \times 0.85 \times 390 \times 0.81} = 784(\text{mm}^2) \Rightarrow \text{chọn } 4\Phi 16 (A_s = 804\text{mm}^2)$$

◆ Bố trí:



Hình 8.8 – Bố trí thép Spandrel tầng trệt

### 8.3.2.2. Spandrel các tầng còn lại

◆  $\frac{l_n}{h} = \frac{1000}{900} = 1.11 < 2 \Rightarrow$  Tính toán như dầm cao

◆ Tính thép chịu uốn

• Tại nhịp:  $M_n = 176 \text{ kN.m}$

$$\frac{l_n}{h} = 1.1 \Rightarrow z = 0.2(1 + 2h) = 0.2(1150 + 2 \times 900) = 590\text{mm}$$

$$A_s = \frac{M_n}{\phi \cdot f_y \cdot z} = \frac{176 \times 10^6}{0.9 \times 390 \times 590} = 850\text{mm}^2$$

$$A_s^{\min} = \max\left(\frac{0.25 \times \sqrt{30}}{390} \times 300 \times 0.9 \times 900; 1.4 \times \frac{300 \times 0.9 \times 900}{390}\right) \\ = \max(853, 872) = 872(\text{mm}^2)$$

$$A_s = 850\text{mm}^2 < A_s^{\min} = 872\text{mm}^2 \Rightarrow \text{bố trí } A_s = 872\text{mm}^2$$

$$\Rightarrow \text{chọn } 4\Phi 20 (A_s=1257\text{mm}^2)$$

*Khoảng bố trí:*

$$y = 0.25h - 0.05l = 0.25 \times 900 - 0.05 \times 1150 = 186\text{mm} > 0.2h = 180\text{mm}$$

$$\Rightarrow y = 180\text{mm}$$

- Tại gối:  $M_g = 267 \text{ kN.m}$

$$l = 1.15l_n = 1.15 \times 1000 = 1150\text{mm}$$

$$A_s' = \frac{M_n}{\phi \cdot f_y \cdot z} = \frac{267 \times 10^6}{0.9 \times 390 \times 590} = 1289\text{mm}^2$$

$$A_s' = 1289\text{mm}^2 > A_s^{\min} = 872\text{mm}^2$$

- Phân phối môment

$$\text{Đoạn } 0.2h: A_s^1 = 0.5 \left( \frac{l}{h} - 1 \right) A_s' = 0.5 \times \left( \frac{1150}{900} - 1 \right) \times 1289 = 179\text{mm}^2$$

$\Rightarrow$  Do dầm chủ yếu chịu cắt  $\rightarrow$  đặt thép cấu tạo

$$\text{Đoạn } 0.6h: A_s^2 = A_s' - A_s^1 = 1289 - 179 = 1110\text{mm}^2 \Rightarrow \text{chọn } 12\Phi 18 (A_s = 1018\text{mm}^2)$$

Đoạn 0.2h còn lại: kéo thép nhịp qua

- ◆ Tính thép đai chịu cắt

+ Kiểm tra lực cắt lớn nhất do ngoại lực

$$V_u = 402\text{kN} \leq 0.83 \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d = 0.83 \times \sqrt{30} \times 300 \times 810 \times 10^{-3} = 1105\text{kN}$$

+ Chọn thép đai  $\Rightarrow$  chọn đai  $\Phi 10$ a150

+ Tính khả năng chịu cắt của thép đai

$$V_s = \left( \frac{A_v}{s} \cdot \frac{1 + \ln/d}{12} + \frac{A_{vh}}{s_h} \cdot \frac{11 - \ln/d}{12} \right) f_y \cdot d$$

$$= \left( \frac{157}{150} \cdot \frac{1 + 1000/810}{12} + \frac{157}{200} \cdot \frac{11 - 1000/810}{12} \right) 390 \cdot 810 \cdot 10^{-3} = 363\text{kN}$$

+ Tính khả năng chịu cắt của bê tông

$$V_c = 0.17 \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d = 0.17 \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 810 \cdot 10^{-3} = 326\text{kN}$$

+ Kiểm tra khả năng chịu cắt của dầm

$$V_u = 402\text{kN} < 0.6(V_c + V_s) = 0.6(363 + 326) = 413\text{kN}$$

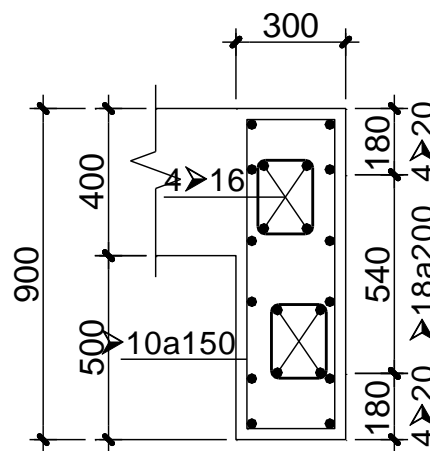
⇒ Vậy đảm bảo khả năng chịu cắt

◆ Tính thép chéo

$$\sin \alpha = \frac{0.8h_s}{\sqrt{l_s^2 + (0.8h_s)^2}} = \frac{0.8 \times 900}{\sqrt{1000^2 + (0.8 \times 900)^2}} = 0.58$$

$$A_{vd} = \frac{V_u}{2\phi_s \cdot f_{ys} \cdot \sin \alpha} = \frac{402 \times 10^3}{2 \times 0.85 \times 390 \times 0.58} = 785(\text{mm}^2) \Rightarrow \text{chọn } 4\Phi 16 (A_s = 804\text{mm}^2)$$

◆ Bố trí:



**Hình 8.9** – Bố trí thép Spandrel các tầng còn lại

#### 8.4. TRIỂN KHAI BẢN VẼ

Triển khai bản vẽ lõi công trình từ tầng hầm đến tầng 4.

Chi tiết xem bản vẽ **KC – 09/12**

## CHƯƠNG 9: THIẾT KẾ MÓNG CÔNG TRÌNH

Thiết kế bên dưới nhà cao tầng bao gồm các tính toán liên quan đến nền và móng công trình. Việc thiết kế nền móng phải đảm bảo các tiêu chí sau:

- + Áp lực của bất cứ vùng nào trong nền đều không vượt quá khả năng chịu lực của đất (điều kiện cường độ đất nền).
- + Ứng suất trong kết cấu đều không vượt quá khả năng chịu lực trong suốt quá trình tồn tại của kết cấu (điều kiện cường độ kết cấu).
- + Chuyển vị biến dạng của kết cấu (độ lún của móng, độ lún lệch giữa các móng) được khống chế không vượt quá giá trị cho phép.
- + Ảnh hưởng của việc xây dựng công trình đến các công trình lân cận được khống chế.
- + Đảm bảo tính hợp lý của các chỉ tiêu kỹ thuật, khả năng thi công và thời gian thi công.

Công trình **chung cư cao cấp LIBERTY** gồm có 1 tầng hầm và 14 tầng nổi, cốt  $\pm 0.00\text{m}$  được chọn đặt tại mặt sàn tầng trệt, mặt đất tự nhiên tại cốt  $-1.50\text{m}$ , mặt sàn tầng hầm tại cốt  $-3.00\text{m}$ . Chiều cao công trình kể từ cốt  $\pm 0.00\text{m}$  là **43.2m**. Kết cấu công trình sử dụng hệ khung lõi chịu lực. Công trình dự kiến sử dụng phương án móng sâu, phương án được chọn thiết kế là phương án cọc ly tâm ứng suất trước.

### 9.1. ĐÁNH GIÁ ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH

Do khó khăn trong việc thu thập số liệu địa chất quận 7 nên sinh viên tham khảo địa chất dưới đây để tính toán thiết kế móng cho công trình.

#### 9.1.1. Cấu trúc địa tầng

Theo kết quả khảo sát thì đất nền gồm các lớp khác nhau. Do độ dốc các lớp nhỏ, chiều dày khá đồng đều nên một cách gần đúng có thể xem nền đất tại mỗi điểm của công trình có chiều dày và cấu tạo như mặt cắt địa chất điển hình.

Căn cứ vào kết quả khảo sát hiện trường và kết quả thí nghiệm trong phòng, địa tầng tại công trường có thể chia thành các lớp đất chính sau:

#### Lớp cát san lấp

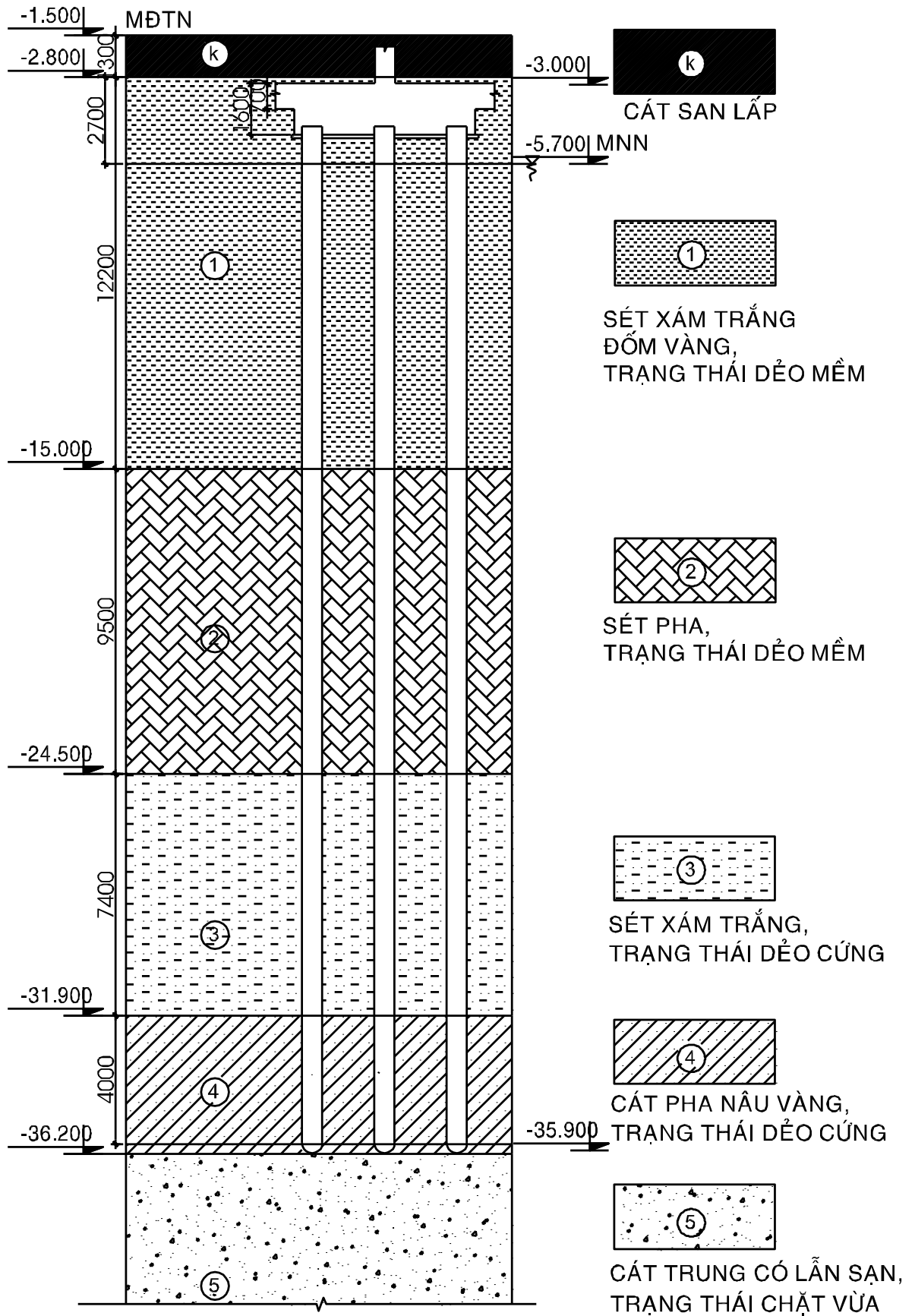
Bề dày  $h = 1.3\text{m}$ , nằm từ mặt đất tự nhiên sâu từ  $-1.5\text{m}$  đến  $-2.8\text{m}$ .

#### Lớp 1: Sét xám trắng, đốm nâu, trạng thái dẻo mềm

Bề dày  $h = 12.2\text{m}$ , độ sâu từ  $-2.8\text{m}$  đến  $-15\text{m}$ .

**Lớp 2: Sét pha trạng thái dẻo mềm**Bề dày  $h = 9.5\text{m}$ , độ sâu từ  $-15\text{m}$  đến  $-24.5\text{m}$ .**Lớp 3: Sét xám trắng trạng thái dẻo cứng**Bề dày  $h = 7.4\text{m}$ , độ sâu từ  $-24.5$  đến  $-31.9\text{m}$ .**Lớp 4: Cát pha nâu vàng trạng thái dẻo**Bề dày  $h = 4.3\text{m}$ , độ sâu từ  $-31.9$  đến  $-36.2\text{m}$ .**Lớp 5: Cát trung có lẫn sạn trạng thái chặt vừa**Bề dày  $h > 40\text{m}$ **Bảng 9.1** – Chỉ tiêu cơ lý của đất nền

Lớp	Tên đất	Bề dày	Dung trọng tự nhiên	Dung trọng khô	Dung trọng đẩy nổi	Độ ẩm tự nhiên	Chỉ số SPT	Góc nội ma sát	Chỉ số xuyên tiêu chuẩn	Lực dính kết	Độ sệt	Mô đun tổng biến dạng
		H (m)	$\gamma_w$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma_d$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma_{dn}$ kN/m <sup>3</sup>	W (%)	$N_{30}$	$\varphi$ (°)	$q_c$ kN/m <sup>2</sup>	$C_{II}$ kN/m <sup>2</sup>	$I_L$	E kN/m <sup>2</sup>
-	Cát san lấp	1.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	Sét xám trắng dẻo mềm	12.2	20.0	16.1	10.1	23.98	8	11°25'	1123.4	12.7	0.53	7240
2	Sét pha, dẻo mềm	9.5	19.7	16.1	10.2	22.21	13	13°15'	1243.6	10.2	0.52	6230
3	Sét xám, dẻo cứng	7.4	20.3	16.4	10.4	23.44	15	15°20'	3134.5	13.1	0.40	7500
4	Cát pha nâu vàng	4.3	20.4	16.9	10.5	20.66	19	16°30'	5352.3	9.4	0.30	12420
5	Cát hạt trung lẫn sạn chặt vừa	>40	20.4	17.3	10.8	18.05	23	25°11'	11378	3.4	-	13920



Hình 9.1 – Trụ địa chất

### 9.1.2. Đánh giá tính chất của đất nền

Dựa vào các chỉ tiêu cơ lý của đất nền ở bảng trên có thể đánh giá sơ bộ điều kiện địa chất từ đó đưa ra phương án móng thiết kế khả thi và hợp lý. Có thể dựa vào mô đun tổng biến dạng E và góc ma sát trong  $\varphi$  để đánh giá tính chất của nền đất.

#### Lớp san lấp

Trên mặt là đất san lấp gồm cát, sạn sỏi, có chiều dày trung bình 1.3m, lớp đất này được loại bỏ khi làm tầng hầm.

#### Lớp 1

Sét xám trắng, đóm nâu, trạng thái dẻo mềm dày 12.2m có mô đun biến dạng  $5000 < E_0 = 7240 < 10000 \text{ kN/m}^2$  và góc ma sát trong  $10^\circ < \varphi = 11^\circ 25' < 20^\circ$ . Đó đó lớp đất 1 thuộc lớp chịu tải trung bình.

#### Lớp 2

Lớp sét pha trạng thái dẻo mềm dày 9.5m có modun biến dạng  $5000 < E_0 = 6230 < 10000 \text{ kN/m}^2$  và góc ma sát trong  $10^\circ < \varphi = 13^\circ 15' < 20^\circ$ . Do đó lớp đất 2 thuộc lớp có khả năng chịu tải trung bình.

#### Lớp 3

Lớp sét xám trạng thái dẻo cứng dày 7.4m có modun biến dạng  $5000 < E_0 = 7500 < 10000 \text{ kN/m}^2$  và góc ma sát trong  $10^\circ < \varphi = 15^\circ 20' < 20^\circ$ . Đó đó lớp đất 3 thuộc lớp khả năng chịu tải trung bình.

#### Lớp 4

Lớp sét pha nâu vàng trạng thái dẻo dày 4.3m có modun biến dạng  $5000 < E_0 = 9420 < 10000 \text{ kN/m}^2$  và góc ma sát trong  $10^\circ < \varphi = 16^\circ 30' < 20^\circ$ . Đó đó lớp đất 4 thuộc lớp khả năng chịu tải trung bình.

#### Lớp 5

Lớp cát trung có lẫn sạn trạng thái chặt vừa dày >40m có modun biến dạng  $E_0 = 12578 > 10000 \text{ kN/m}^2$  và góc ma sát trong  $20^\circ < \varphi = 25^\circ 11' < 30^\circ$ . Đó đó lớp đất 5 thuộc lớp khả năng chịu tải tốt. Có thể đặt mũi cọc tại lớp đất này.

### 9.1.3. Xem xét ảnh hưởng của mực nước ngầm

Nước ngầm ở khu vực qua khảo sát nhận dao động tùy theo mùa. Mực nước tĩnh qua quan sát nằm ở độ sâu -5.7m so với mặt đất tự nhiên. Khi thi công tầng hầm ở độ sâu -4.6m so với mặt đất tự nhiên thì nước ngầm ảnh hưởng lớn đến công trình, cần phải tính toán đến phương án tháo khô hồ móng



## 9.2. LỰA CHỌN GIẢI PHÁP MÓNG

Quy mô công trình là khá lớn với 1 tầng hầm và 14 tầng nổi, nhịp lớn nhất 10m nên có thể xét đến các giải pháp móng như sau:

- Móng nông: với lớp đất yếu khá dày, chỉ có thể sử dụng phương án móng bè, nhưng phải kiểm tra cường độ đất nền.
- Móng sâu: có thể sử dụng phương án móng cọc ép hoặc cọc khoan nhồi

### Phân tích lựa chọn phương án móng:

- **Phương án móng nông: móng bè**

+ Sơ bộ chọn chiều dày móng bè 1.5m, diện tích móng bè bằng diện tích tầng hầm  
 $28.5 \times 48 = 1368 \text{ m}^2$

+ Cường độ tiêu chuẩn của đất dưới đáy đài

$$R^{tc} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (A \cdot b \cdot \gamma + B \cdot h \cdot \gamma' + D \cdot c_{II})$$

#### Trong đó:

$k_{tc}$  - hệ số độ tin cậy,  $k_{tc} = 1$  vì các chỉ tiêu cơ lý đất lấy theo số liệu thí nghiệm trực tiếp đối với đất;

$m_1 = 1.1$  - đối với đất sét;  $m_2 = 1.2$  ;

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$  ;  $\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$ ;

$c_{II} = 12.7 \text{ kN/m}^2$  ;  $\varphi = 11^\circ 25' \Rightarrow A = 0.18, B = 1.83, C = 4.29$ ;

$$R^{tc} = \frac{1.1 \times 1.2}{1} (0.18 \times 28.5 \times 20 + 1.83 \times 1.5 \times 20 + 4.29 \times 12.7) = 280 \text{ kN/m}^2$$

+ Ứng suất dưới đáy khối móng quy ước:

$$p = \frac{\sum N + G_{mb}}{A_{mb}} = \frac{329604 + 56430}{1368} = 282 \text{ kN/m}^2 > R^{tc} = 280 \text{ kN/m}^2$$

#### Trong đó:

$A_{mb}$  - diện tích móng bè;  $A_{mb} = 28.5 \times 48 = 1368 \text{ m}^2$

$G_{mb}$  - trọng lượng của móng bè;  $G_{mb} = A_{mb} \cdot h \cdot \gamma_{bt} = 1368 \times 1.5 \times 25 \times 1.1 = 56430 \text{ kN}$

$\Rightarrow$  Đối với công trình thì giải pháp móng bè là không khả thi

- **Phương án móng sâu:** vì tải trọng khá lớn nên dự kiến đặt mũi cọc ở lớp đất thứ 4 hoặc 5  $\Rightarrow$  phương án móng sâu là hợp lý nhất.

$\Rightarrow$  Sinh viên lựa chọn phương án móng sâu là phương án cọc ly tâm ứng suất trước để tính toán thiết kế cho toàn bộ mặt bằng móng công trình

### 9.3. XÁC ĐỊNH NỘI LỰC DÙNG ĐỂ TÍNH TOÁN MÓNG

#### 9.3.1. Truyền tải sàn hầm

Do quan niệm ngầm tại mặt sàn hầm và không mô hình sàn hầm vào tính toán khung nên sinh viên truyền tay tải sàn hầm để tính toán cho móng.

- Tĩnh tải

**Bảng 9.2** – Tĩnh tải sàn hầm

STT	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tĩnh tải tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	Tĩnh tải tính toán
		(kN/m <sup>3</sup> )	(mm)	(kN/m <sup>2</sup> )		(kN/m <sup>2</sup> )
1	Bản thân kết cấu sàn	25	300	7.50	1.1	8.25
2	<b>Các lớp hoàn thiện sàn và trần</b>					
	- Vữa lát nền + tạo dốc	18	50	0.90	1.3	1.17
	- Lớp chống thấm	10	3	0.03	1.3	0.04
	<b>Tổng tĩnh tải</b>					<b>9.46</b>

- Hoạt tải

**Bảng 9.3** – Giá trị hoạt tải theo TCVN 2727:1995

STT	Chức năng	Giá trị tiêu chuẩn (kN/m <sup>2</sup> )			Hệ số vượt tải	Hoạt tải tính toán
		Phần dài hạn	Phần ngắn hạn	Toàn phần		(kN/m <sup>2</sup> )
1	Nhà để xe	1.80	3.20	5.00	1.20	6.00

$\Rightarrow$  Tổng tải trọng tính toán sàn hầm:  $q = g + p = 9.46 + 6.00 = 15.46$  (kN / m<sup>2</sup>)

- Truyền tải sàn hầm

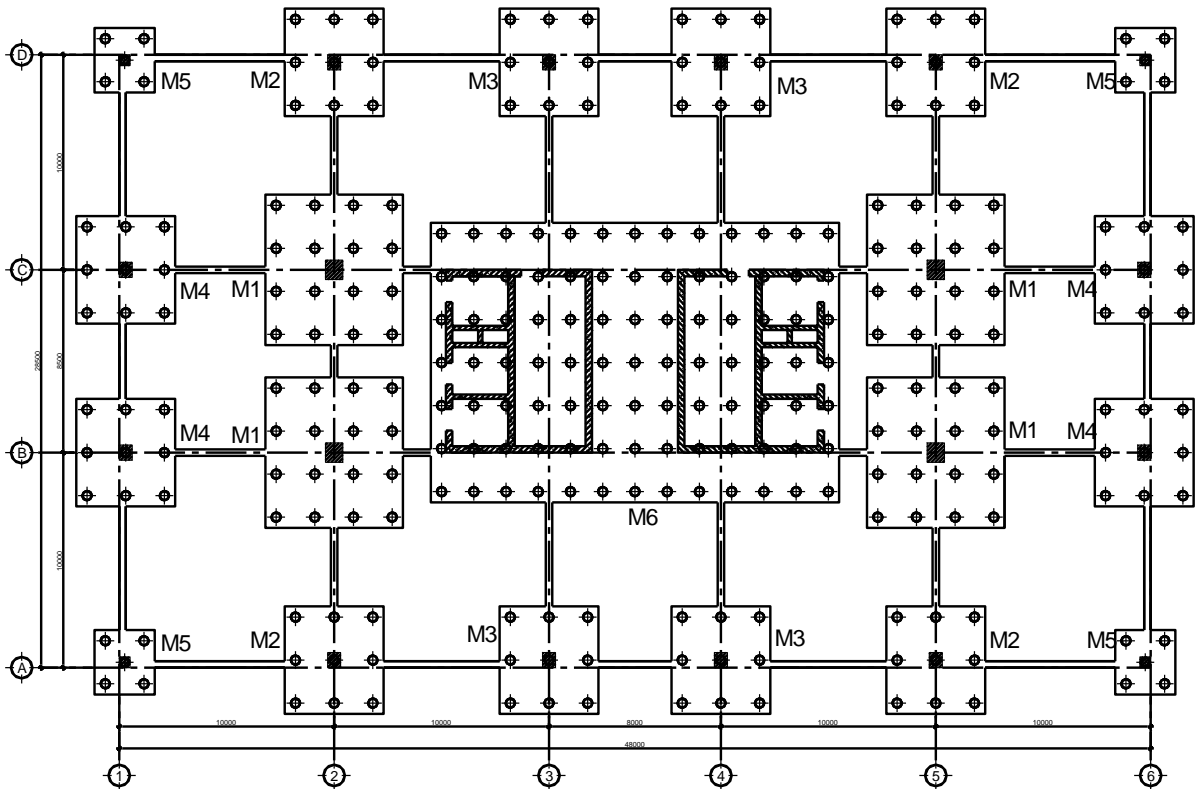
**Bảng 9.4** – Truyền tải sàn hầm xuống móng

Cột	Diện tích truyền tải	q	k	N
	(m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )		(kN)
Giữa	92.5	15.46	1.1	1573
Biên	50	15.46	1.2	928
Góc	25	15.46	1.3	502

**9.3.2. Tải trọng tính toán**

Tải trọng tính toán được sử dụng để tính toán nền móng theo TTGH I. Vì mặt bằng công trình đối xứng nên chỉ cần tính toán cho 1/4 tổng số móng. Cụ thể gồm:

- Móng cột giữa: M1
- Móng cột biên: M2, M3, M4
- Móng cột góc: M5
- Móng lõi thang: M6



**Hình 9.2** – Mặt bằng tính toán móng công trình

Tổ hợp nội lực nguy hiểm nhất cho móng được lọc từ Etabs có kể đến sàn hầm như sau:

**Bảng 9.5** – Tổ hợp tải trọng tính toán tại chân cột giữa (Móng M1)

Tổ hợp	N	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	Q <sub>x</sub>	Q <sub>y</sub>
	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)
N <sub>max</sub> , M <sub>x</sub> , M <sub>y</sub> , Q <sub>x</sub> , Q <sub>y</sub>	15103.33	53.026	80.577	98.93	-22.36
N, M <sub>xmax</sub> , M <sub>y</sub> , Q <sub>x</sub> , Q <sub>y</sub>	15103.33	53.026	80.577	98.93	-22.36
N, M <sub>x</sub> , M <sub>y</sub> <sub>max</sub> , Q <sub>x</sub> , Q <sub>y</sub>	15013.73	-44.569	92.805	100.75	47.56
N, M <sub>x</sub> , M <sub>y</sub> , Q <sub>x</sub> <sub>max</sub> , Q <sub>y</sub>	15013.73	-44.569	92.805	100.75	47.56
N, M <sub>x</sub> , M <sub>y</sub> , Q <sub>x</sub> , Q <sub>y</sub> <sub>max</sub>	14689.84	-26.458	80.681	88.98	59.42

**Bảng 9.6** – Tổ hợp tải trọng tính toán tại chân cột biên (Móng M2)

Tổ hợp	N	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	Q <sub>x</sub>	Q <sub>y</sub>
	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)
N <sub>max</sub> , M <sub>x</sub> , M <sub>y</sub> , Q <sub>x</sub> , Q <sub>y</sub>	7562.07	454.40	-22.015	-1.23	216.55
N, M <sub>xmax</sub> , M <sub>y</sub> , Q <sub>x</sub> , Q <sub>y</sub>	7555.16	-456.40	-1.795	-1.7	-216.92
N, M <sub>x</sub> , M <sub>y</sub> <sub>max</sub> , Q <sub>x</sub> , Q <sub>y</sub>	7164.61	-398.46	-22.768	-130.65	-245
N, M <sub>x</sub> , M <sub>y</sub> , Q <sub>x</sub> <sub>max</sub> , Q <sub>y</sub>	7170.18	376.70	-22.446	-139.34	216.72
N, M <sub>x</sub> , M <sub>y</sub> , Q <sub>x</sub> , Q <sub>y</sub> <sub>max</sub>	7555.16	-456.40	-1.795	-1.7	-218.92

**Bảng 9.7** – Tổ hợp tải trọng tính toán tại chân cột biên (Móng M3)

Tổ hợp	N	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	Q <sub>x</sub>	Q <sub>y</sub>
	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)
N <sub>max</sub> , M <sub>x</sub> , M <sub>y</sub> , Q <sub>x</sub> , Q <sub>y</sub>	7525.49	-880.21	-2.29	-6.32	-213.22
N, M <sub>xmax</sub> , M <sub>y</sub> , Q <sub>x</sub> , Q <sub>y</sub>	7525.49	-880.21	-2.29	-6.32	-213.22
N, M <sub>x</sub> , M <sub>y</sub> <sub>max</sub> , Q <sub>x</sub> , Q <sub>y</sub>	6999.1	-835.28	-23.202	-134.86	-198.935
N, M <sub>x</sub> , M <sub>y</sub> , Q <sub>x</sub> <sub>max</sub> , Q <sub>y</sub>	6999.1	-835.28	-23.202	-134.86	-198.935
N, M <sub>x</sub> , M <sub>y</sub> , Q <sub>x</sub> , Q <sub>y</sub> <sub>max</sub>	6325.49	-880.21	-2.29	-6.32	-213.22

**Bảng 9.8** – Tổ hợp tải trọng tính toán tại chân cột biên (Móng M4)

Tổ hợp	N	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	Q <sub>x</sub>	Q <sub>y</sub>
	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)
N <sub>max</sub> , M <sub>x</sub> , M <sub>y</sub> , Q <sub>x</sub> , Q <sub>y</sub>	7805.91	-3.635	454.069	-273.45	2.58

N, $M_{xmax}$ , $M_y$ , $Q_x$ , $Q_y$	65542.07	-54.33	442.657	-217.45	-198.18
N, $M_x$ , $M_{ymax}$ , $Q_x$ , $Q_y$	6595.04	11.978	467.537	-208.96	65.99
N, $M_x$ , $M_y$ , $Q_{xmax}$ , $Q_y$	7805.91	-3.635	454.069	-273.45	2.58
N, $M_x$ , $M_y$ , $Q_x$ , $Q_{ymax}$	7585.72	47.064	454.928	-211.2	204.49

**Bảng 9.9** – Tổ hợp tải trọng tính toán tại chân cột góc (Móng M5)

Tổ hợp	N	$M_x$	$M_y$	$Q_x$	$Q_y$
	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)
$N_{max}$ , $M_x$ , $M_y$ , $Q_x$ , $Q_y$	4143.84	-381.428	352.328	5.99	63.73
N, $M_{xmax}$ , $M_y$ , $Q_x$ , $Q_y$	3600.91	-399.523	306.865	-43.45	-130.05
N, $M_x$ , $M_{ymax}$ , $Q_x$ , $Q_y$	4143.84	-381.428	352.328	5.99	63.73
N, $M_x$ , $M_y$ , $Q_{xmax}$ , $Q_y$	3626.46	-415.13	321.723	-91.27	-63.5
N, $M_x$ , $M_y$ , $Q_x$ , $Q_{ymax}$	3600.91	-399.523	306.865	-43.45	-130.05

**9.3.3. Tải trọng tiêu chuẩn**

Tải trọng tiêu chuẩn được sử dụng để tính toán nền móng theo TTGH II. Quy phạm cho phép xác định tải tiêu chuẩn bằng cách chia tải tính toán cho hệ số vượt tải trung bình  $n = 1.15$

**Bảng 9.10** – Tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn tại chân cột giữa (Móng M1)

Tổ hợp	N	$M_x$	$M_y$	$Q_x$	$Q_y$
	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)
$N_{max}$ , $M_x$ , $M_y$ , $Q_x$ , $Q_y$	13133.33	46.11	70.07	86.03	-19.44
N, $M_{xmax}$ , $M_y$ , $Q_x$ , $Q_y$	13133.33	46.11	70.07	86.03	-19.44
N, $M_x$ , $M_{ymax}$ , $Q_x$ , $Q_y$	13055.42	-38.76	80.70	87.61	41.36
N, $M_x$ , $M_y$ , $Q_{xmax}$ , $Q_y$	13055.42	-38.76	80.70	87.61	41.36
N, $M_x$ , $M_y$ , $Q_x$ , $Q_{ymax}$	12773.77	-23.01	70.16	77.37	51.67

**Bảng 9.11** – Tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn tại chân cột biên (Móng M2)

Tổ hợp	N	$M_x$	$M_y$	$Q_x$	$Q_y$
	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)
$N_{max}$ , $M_x$ , $M_y$ , $Q_x$ , $Q_y$	6575.71	394.78	-1.75	-1.07	188.30
N, $M_{xmax}$ , $M_y$ , $Q_x$ , $Q_y$	6569.70	-396.87	-1.56	-1.48	188.63
N, $M_x$ , $M_{ymax}$ , $Q_x$ , $Q_y$	6230.10	-346.49	-19.80	-113.61	-213.04
N, $M_x$ , $M_y$ , $Q_{xmax}$ , $Q_y$	6234.94	327.57	-19.52	-121.17	189.57
N, $M_x$ , $M_y$ , $Q_x$ , $Q_{ymax}$	6569.70	-396.87	-1.56	-1.48	-188.63

**Bảng 9.12** – Tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn tại chân cột biên (Móng M3)

Tổ hợp	N	M <sub>X</sub>	M <sub>Y</sub>	Q <sub>X</sub>	Q <sub>Y</sub>
	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)
N <sub>max</sub> , M <sub>X</sub> , M <sub>Y</sub> , Q <sub>X</sub> , Q <sub>Y</sub>	6369.99	-765	-1.99	-5.50	-185.41
N, M <sub>Xmax</sub> , M <sub>Y</sub> , Q <sub>X</sub> , Q <sub>Y</sub>	6369.99	-765	-1.99	-5.50	-185.41
N, M <sub>X</sub> , M <sub>Ymax</sub> , Q <sub>X</sub> , Q <sub>Y</sub>	6086.17	-726.33	-20.18	-117.27	-172.99
N, M <sub>X</sub> , M <sub>Y</sub> , Q <sub>Xmax</sub> , Q <sub>Y</sub>	6086.17	-726.33	-20.18	-117.27	-172.99
N, M <sub>X</sub> , M <sub>Y</sub> , Q <sub>X</sub> , Q <sub>Ymax</sub>	6369.99	-765	-1.99	-5.50	-185.41

**Bảng 9.13** – Tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn tại chân cột biên (Móng M4)

Tổ hợp	N	M <sub>X</sub>	M <sub>Y</sub>	Q <sub>X</sub>	Q <sub>Y</sub>
	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)
N <sub>max</sub> , M <sub>X</sub> , M <sub>Y</sub> , Q <sub>X</sub> , Q <sub>Y</sub>	6787.75	-3.16	394.84	-237.78	2.24
N, M <sub>Xmax</sub> , M <sub>Y</sub> , Q <sub>X</sub> , Q <sub>Y</sub>	6558.32	-47.24	384.92	-189.09	-172.33
N, M <sub>X</sub> , M <sub>Ymax</sub> , Q <sub>X</sub> , Q <sub>Y</sub>	5734.82	10.42	406.55	-181.70	57.38
N, M <sub>X</sub> , M <sub>Y</sub> , Q <sub>Xmax</sub> , Q <sub>Y</sub>	6787.75	-3.16	394.84	-237.78	2.24
N, M <sub>X</sub> , M <sub>Y</sub> , Q <sub>X</sub> , Q <sub>Ymax</sub>	5726.71	40.93	395.59	-183.65	177.82

**Bảng 9.14** – Tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn tại chân cột góc (Móng M5)

Tổ hợp	N	M <sub>X</sub>	M <sub>Y</sub>	Q <sub>X</sub>	Q <sub>Y</sub>
	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)
N <sub>max</sub> , M <sub>X</sub> , M <sub>Y</sub> , Q <sub>X</sub> , Q <sub>Y</sub>	3603.34	-331.68	306.37	5.21	55.42
N, M <sub>Xmax</sub> , M <sub>Y</sub> , Q <sub>X</sub> , Q <sub>Y</sub>	3131.23	-347.41	266.84	-37.78	-113.09
N, M <sub>X</sub> , M <sub>Ymax</sub> , Q <sub>X</sub> , Q <sub>Y</sub>	3603.34	-331.68	306.37	5.21	55.42
N, M <sub>X</sub> , M <sub>Y</sub> , Q <sub>Xmax</sub> , Q <sub>Y</sub>	3153.44	-360.98	279.76	-79.37	-55.22
N, M <sub>X</sub> , M <sub>Y</sub> , Q <sub>X</sub> , Q <sub>Ymax</sub>	3131.23	-347.41	266.84	-37.78	-113.09

#### 9.4. CÁC GIẢ THIẾT TÍNH TOÁN

Việc tính toán móng cọc đài thấp dựa vào các giả thiết chủ yếu sau:

- Sức chịu tải của cọc trong móng được xác định như đối với cọc đơn đứng riêng rẽ, không kể đến ảnh hưởng của nhóm cọc.
- Khi kiểm tra cường độ của nền đất và khi xác định độ lún của móng cọc thì người ta coi móng cọc như một móng khối quy ước bao gồm cọc và các phần đất giữa các cọc. Việc tính toán móng khối quy ước giống như tính toán móng nông trên nền thiên nhiên (bỏ qua ma sát ở mặt bên móng).
- Đài cọc xem như tuyệt đối cứng khi tính toán lực truyền xuống cọc.

## PHƯƠNG ÁN: MÓNG CỌC LY TÂM ỨNG SUẤT TRƯỚC

### 9.5. CẤU TẠO CỌC VÀ ĐÀI CỌC

#### 9.5.1. Đài cọc

Bê tông cấp độ bền B40 ( $R_b = 22 \text{ MPa}$ )

Cốt thép chịu lực AIII ( $R_s = 365 \text{ MPa}$ )

Cốt thép đai AI ( $R_s = 225 \text{ MPa}$ )

Thiết kế mặt đài trùng với mép trên kết cấu sàn tầng hầm. Do đó chiều sâu chôn đài so với mặt đất tự nhiên  $1.5 + 1.6 = 3.1 \text{ m}$  (trong đó  $1.5 \text{ m}$  là khoảng cách từ mặt đất tự nhiên đến sàn tầng hầm,  $1.6 \text{ m}$  là chiều cao dự kiến của đài).

#### 9.5.2. Cọc

Cọc được chọn là cọc ly tâm, có đường kính  $D = 500 \text{ mm}$

Dự kiến cọc được ngàm vào lớp đất khá tốt (lớp 4) một khoảng  $4 \text{ m}$  (do thiết kế **kháng chấn – mục I.6 TCXD 205:1998**). Do đó chiều sâu mũi cọc tính từ lớp đất tự nhiên  $1.3 + 12.2 + 9.5 + 7.4 + 4.0 = 34.4 \text{ m}$ .

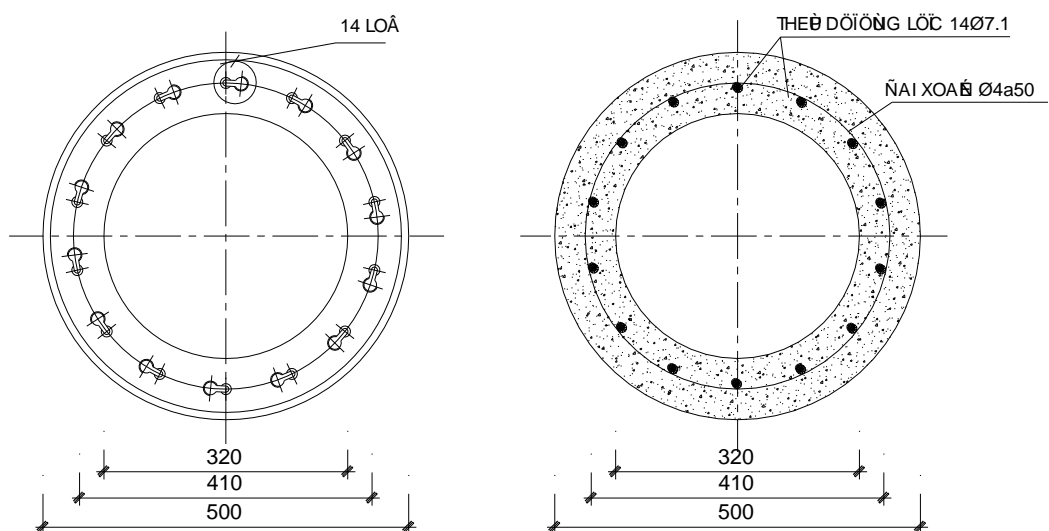
⇒ Chọn 2 đoạn cọc dài  $16 \text{ m}$

### 9.6. TÍNH TOÁN SỨC CHỊU TẢI THIẾT KẾ CỦA CỌC ĐƠN

#### 9.6.1. Tính toán sức chịu tải của cọc theo điều kiện vật liệu

Chọn cọc  $D = 500 \text{ mm}$  loại PC, cấp tải loại A. Tính toán dựa theo **TC JIS 5337-1982** của Nhật Bản.

- Chi tiết kỹ thuật đối với cọc tròn



**Hình 9.3** – Chi tiết cọc ly tâm ứng suất trước D500

• Chi tiết kỹ thuật của thép PC

Đường kính ngoài (mm)	Loại	Thép PC Bar	
		Đường kính và SL	ĐK $r_p$ (mm)
500	A	14Ø7.1	410

• Đặc tính cọc

+ Đặc tính vật lý của bê tông cọc

- $\sigma_{cu} = 600$  (daN/cm<sup>2</sup>): cường độ chịu nén trước khi căng.
- $\sigma_{cu} = 420$  (daN/cm<sup>2</sup>): cường độ chịu nén sau khi căng.
- $\sigma_{cu} = 60$  (daN/cm<sup>2</sup>): cường độ chịu kéo khi uốn.
- $E_c = 3.9 \times 10^5$  (daN/cm<sup>2</sup>): Modun đàn hồi của bê tông trước khi căng.
- $E_{cp} = 2.925 \times 10^5$  (daN/cm<sup>2</sup>): Modun đàn hồi của bê tông sau khi căng.
- $\epsilon_s = 15 \times 10^{-7}$ : Độ co ngót của bê tông.
- $\psi = 2$ : Hệ số từ biến.

+ Đặc tính cơ lý của thanh thép ứng suất trước

Cường độ chịu kéo cực hạn của thép (Giới hạn bền của thép) $\sigma_{pu}$ (kG/cm <sup>2</sup> )	Giới hạn chảy của thép $\sigma_{py}$ (kG/cm <sup>2</sup> )	Modun đàn hồi của thép trước khi căng $E_p$ (kG/cm <sup>2</sup> )	Hệ số chùng ứng suất của thép $r$
14500	13000	2000000	0.035

+ Đặc trưng hình học của cọc

Đường kính ngoài	$D_0$	mm	500
Độ dày thành cọc	T	mm	90
Bán kính ngoài	$r_0$	mm	250
Bán kính trong	$r_i$	mm	160
Bán kính đặt thép	$r_p$	mm	205
Diện tích cọc	$A_c$	cm <sup>2</sup>	1159.2
Diện tích thép	$A_p$	cm <sup>2</sup>	5.5



- Tính toán momen gây nứt BT cọc
- + Ứng suất kéo ban đầu lên thanh thép ứng suất trước  $\sigma_{pi}$  :

$$\sigma_{pi} < 0.8\sigma_{py} \text{ hoặc } \sigma_{pi} < 0.7\sigma_{pu}$$

Ta có:

$$\sigma_{pi} = 0.8\sigma_{py} = 0.8 \times 13000 = 10400(\text{kG} / \text{cm}^2)$$

$$\sigma_{pi} = 0.7\sigma_{pu} = 0.7 \times 14500 = 10150(\text{kG} / \text{cm}^2)$$

$$\Rightarrow \text{Chọn } \sigma_{pi} = 10150(\text{kG} / \text{cm}^2)$$

- + Ứng suất kéo của thép khi kéo bằng phương pháp ứng lực trước

$$\sigma_{pt} = \frac{\sigma_{pi}}{1 + n'(A_p / A_0)}$$

$n'$ : Là tỷ số giữa modul đàn hồi của thép và của bê tông sau khi căng.

$$n' = \frac{E_p}{E_{cp}} = \frac{2000000}{292500} = 6.84$$

$A_0$ : diện tích tiết diện của bê tông

$$A_0 = A_c - A_p = 1159.2 - 5.5 = 1153.7(\text{cm}^2)$$

Do đó: 
$$\sigma_{pt} = \frac{\sigma_{pi}}{1 + n'(A_p / A_0)} = \frac{10150}{1 + 6.84 \times (5.5 / 1153.7)} = 9829 \text{ kG} / \text{cm}^2$$

- + Ứng suất ban đầu trong bê tông do quá trình ứng suất trước:

$$\sigma_{cpt} = \frac{\sigma_{pt} A_p}{A_c - A_p} = \frac{9829 \times 5.5}{1159.2 - 5.5} = 46.9(\text{kG} / \text{cm}^2)$$

- + Tổng thất ứng suất do co ngót và từ biến của Bê tông

$$\Delta\sigma_{p\psi} = \frac{n\psi\sigma_{cpt} + E_p \varepsilon_s}{1 + n \frac{\sigma_{cpt}}{\sigma_{pt}} \left(1 + \frac{\psi}{2}\right)}$$

$n$  - là tỷ số giữa modul đàn hồi của thép và của bê tông ở giai đoạn cuối

$$n = \frac{E_p}{E_c} = \frac{2000000}{390000} = 5.13$$

Do đó:

$$\Delta\sigma_{pv} = \frac{n\psi\sigma_{cpt} + E_p\varepsilon_s}{1 + n\frac{\sigma_{cpt}}{\sigma_{pt}}\left(1 + \frac{\psi}{2}\right)} = \frac{5.13 \times 2 \times 46.9 + 2000000 \times 1.5 \times 10^{-6}}{1 + 5.13 \times \frac{46.9}{9829} \left(1 + \frac{2}{2}\right)} = 461.6 (\text{kG/cm}^2)$$

+ Tổng thất ứng suất do chùng US trong các thanh thép:

$$\Delta\sigma_r = r(\sigma_{pt} - 2\Delta\sigma_{pv}) = 0.035(9829 - 2 \times 461.6) = 311.7 (\text{kG/cm}^2)$$

Ứng suất hiệu quả còn lại trong thép ứng suất trước:

$$\sigma_{pe} = \sigma_{pt} - \Delta\sigma_{pv} - \Delta\sigma_r = 9829 - 461.6 - 311.7 = 9055.7 (\text{kG/cm}^2)$$

+ Ứng suất hiệu quả trong bê tông cọc:

$$\sigma_{ce} = \frac{\sigma_{pe}A_p}{A_c - A_p} = \frac{9055.7 \times 5.5}{1159.2 - 5.5} = 43.2 (\text{kG/cm}^2)$$

+ Momen quán tính của mặt cắt ngang cọc:

$$I_{ce} = \frac{\pi}{4}(r_0^4 - r_i^4) + \frac{n}{2}A_p r_p^2 = \frac{\pi}{4}(25^4 - 16^4) + \frac{5.13}{2} \times 5.5 \times 20.5^2 = 261123.5 (\text{cm}^4)$$

+ Momen kháng uốn của mặt cắt ngang:

$$Z_e = \frac{I_e}{r_0} = \frac{261123.5}{25} = 10444.9 (\text{cm}^3)$$

+ Momen uốn gây nứt bê tông cọc theo JIS A 5337-192

$$M'_{cr} = Z_e(\sigma_{bt} + \sigma_{ce}) = 10444.9(60 + 43.2) = 1077913.7 (\text{kG.cm}) = 10.8 \text{ T.m}$$

+ Momen uốn gây phá hoại cọc theo JIS A 5337-192

$$M'_{br} = 1.5M'_{cr} = 1616870 (\text{kG.cm}) = 16.2 (\text{T.m})$$

• Tính toán sức chịu tải cho phép của cọc theo điều kiện vật liệu

Theo tiêu chuẩn Nhật Bản: áp dụng cho các công trình dân dụng

+ Sức chịu tải tức thời của cọc:

$$P_{as} = \frac{1}{2}(\sigma_{cu} - \sigma_{ce})A_c = \frac{1}{2}(600 - 43.2) \times 1159.2 = 322721 \text{ kG} = 322.7 \text{ T}$$

+ Sức chịu tải lâu dài của cọc:

$$P_{al} = \frac{1}{4}(\sigma_{cu} - \sigma_{ce})A_c = \frac{1}{4}(600 - 43.2) \times 1159.2 = 161360 \text{ kG} = 161.4 \text{ T}$$

⇒ Vậy sức chịu tải lâu dài của cọc ống ly tâm ứng suất trước theo điều kiện vật liệu là:  $P=161.4 T$ .

- Khả năng chịu lực của cọc theo số liệu của nhà sản xuất:

Khả năng chịu lực cho phép của cọc theo số liệu thiết kế của đơn vị sản xuất: Công ty cổ phần đầu tư Phan Vũ. Cọc tròn Ø500, mác bê tông 600 loại PC, cấp tải loại A.

**Bảng 9.15 – Thông số cọc ly tâm ứng suất trước**

<b>TECHNICAL CHARACTERISTICS PC</b>												
No.	Pile symbol	Chiều dài /Length	Bề dày /Thickness	Tiết diện bê tông $A_c$	Moment quán tính tiết diện /Moment of inertia $I_e$	Moment kháng uốn của tiết diện /Antibending moment $Z_e$	Ứng suất có hiệu /Effective prestress $\sigma_e$	Moment uốn nứt/ Cracking moment by bending $M_1$	Moment uốn gãy /Breaking moment by bending $M_2$	Khả năng chịu tải /Load strength $R_a$	Tải trọng thi công/Load construction $P_{tc}$	Khối lượng đơn vị /Weight of unit $W$
		(m)	(t)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>4</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(KN.m)	(KN.m)	(ton)	(ton)	(T/m)
<b>1</b>	<b>Cọc D300</b>											
	A300	6 đến 13	60	449.79	34765.30	2862.50	3.92	24.5	36.8	54	108	0.118
	B300			447.07	34959.50	2901.20	7.85	34.3	61.7	49	98	0.118
	C300			445.80	35051.90	2908.90	9.81	39.2	78.4	48	96	0.118
<b>2</b>	<b>Cọc D350</b>											
	A350	6 đến 13	65	578.52	62470.70	4265.70	3.92	34.3	51.5	69	138	0.151
	B350			575.33	62804.30	4316.40	7.85	49.0	88.2	65	130	0.151
	C350			574.05	62938.90	4325.70	9.81	58.9	117.8	62	124	0.151
<b>3</b>	<b>Cọc D400</b>											
	A400	6 đến 16	75	761.42	107016.60	6241.90	3.92	54.0	81.0	92	184	0.199
	B400			757.74	107544.00	6307.60	7.85	73.6	132.5	86	172	0.199
	C400			754.59	107987.00	6365.30	9.81	88.3	176.6	82	164	0.199
<b>4</b>	<b>Cọc D450</b>											
	A450	6 đến 16	80	924.69	167402.20	8521.40	3.92	73.6	110.4	111	222	0.242
	B450			918.66	168529.10	8658.10	7.85	107.9	194.2	103	206	0.242
	C450			915.06	169210.10	8693.00	9.81	122.6	245.2	99	198	0.242
<b>5</b>	<b>Cọc D500</b>											
	A500	6 đến 19	90	1152.33	256747.40	11593.90	3.92	103.0	154.5	139	278	0.301
	B500			1145.94	258286.40	11713.70	7.85	147.2	265.0	128	256	0.301
	C500			1142.48	259097.40	11795.90	9.81	166.8	333.6	123	246	0.301
<b>6</b>	<b>Cọc D600</b>											
	A600	6 đến 19	100	1562.37	513041.50	18966.40	3.92	166.8	250.2	190	380	0.409
	B600			1552.92	516458.10	19152.90	7.85	245.2	441.4	176	352	0.409
	C600			1548.43	518091.90	19213.50	9.81	284.5	569.0	170	340	0.409

Dựa vào bảng thông số kỹ thuật thì cọc D=500mm, cấp tải loại A ⇒  $Q_{v1}=2780 kN$ .

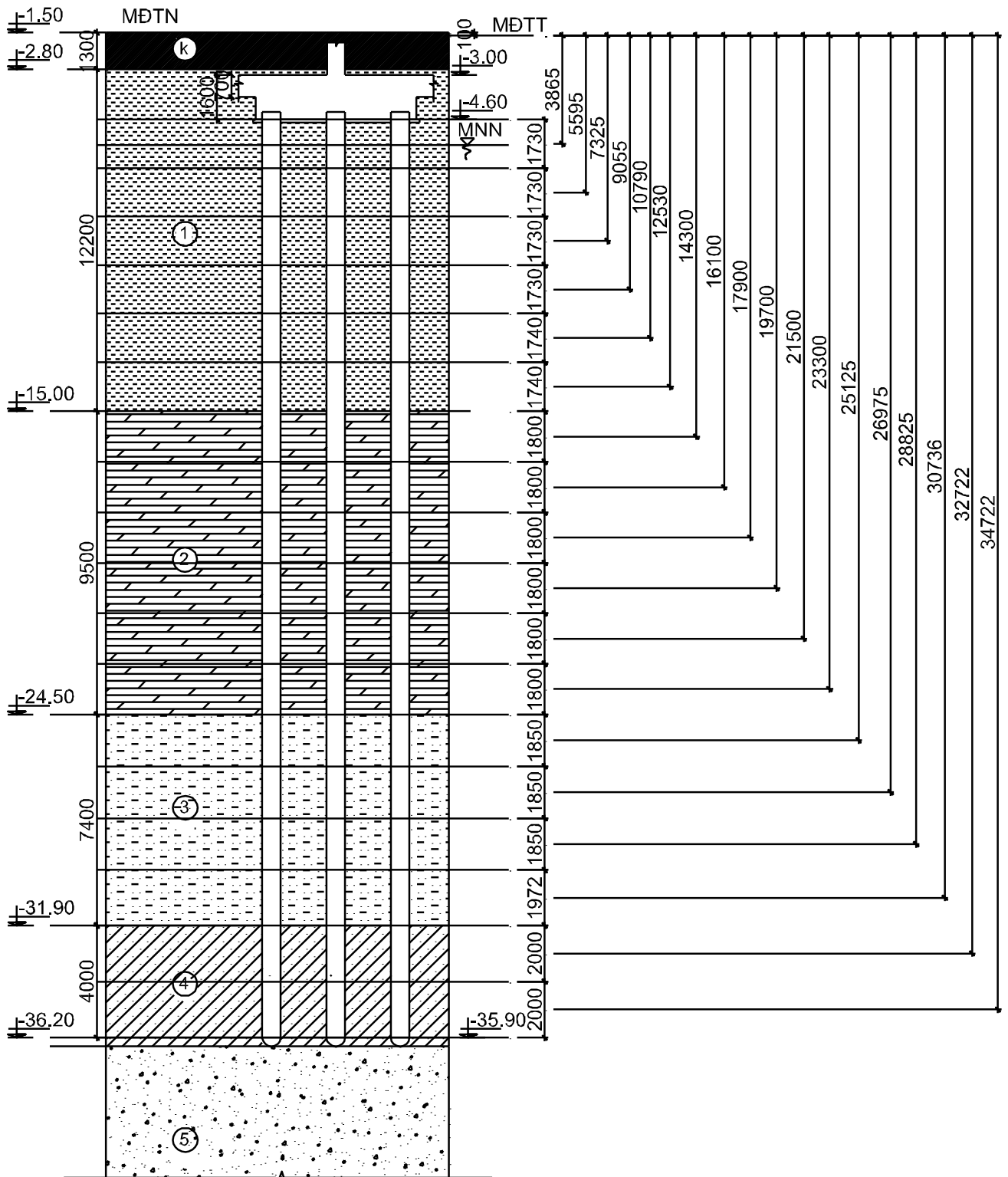
Tải trọng làm việc dài hạn:  $R_{aL}=1390 kN$ .

Tải trọng làm việc ngắn hạn:  $R_{aS}=2780 kN$ .

Momen kháng nứt cho phép:  $M_{cr}=103 kNm$ .

Trọng lượng bản thân cọc:  $q=0.301 kN/m$ .

9.6.2. Tính toán sức chịu tải theo chỉ tiêu cơ lý (Theo phụ lục A TCXD 205-1998)



Hình 9.4 – Sơ đồ tính theo phụ lục A

Sức chịu tải cho phép của cọc đơn theo đất nền:

$$Q_a = \frac{Q_{tc}}{k_{tc}}$$

**Trong đó:**

$k_{tc}$  : hệ số an toàn, lấy bằng 1.5;

$Q_{tc}$  : sức chịu tải tiêu chuẩn, tính toán theo đất nền của cọc nhồi không mở rộng đáy, xác định theo công thức:

$$Q_{tc} = m(m_R q_p A_p + u \sum m_{fi} l_i)$$

Với:

$m$  – hệ số điều kiện làm việc, mũi cọc tựa lên lớp cát nhỏ có độ bão hòa  $G > 0.85$  nên lấy  $m = 1$ ;

$m_R$  – hệ số điều kiện làm việc của đất dưới mũi cọc,  $m_R = 1$ ;

$A_p$  – diện tích mũi cọc,  $A_p = \pi d^2/4 = \pi \times 0.5^2/4 = 0.196m^2$ ;

$m_f$  – hệ số điều kiện làm việc của đất ở mặt bên của cọc

$u$  – chu vi tiết diện ngang cọc,  $u = \pi d = \pi \times 0.5 = 1.571m$ ;

$q_p$  – cường độ chịu tải của đất ở dưới mũi cọc (lớp đất dưới mũi cọc là đất cát)

Mũi cọc nằm ở lớp đất cát pha trạng thái dẻo cứng. Độ sâu hạ mũi cọc = 35.7m (tính từ mặt đất tự nhiên) . Tra bảng A.I trang 55 TCXD 205:1998 ta có:

$$q_p = 600 T/m^2$$

$l_i$  – chiều dày của lớp đất thứ  $i$  (được chia) tiếp xúc với mặt bên cọc;

$f_i$  – ma sát bên của lớp đất thứ  $i$  được chia ( $l_i \leq 2m$ ) ở mặt bên của cọc

**Bảng 9.16** – Thành phần ma sát bên của cọc

Lớp đất	Loại đất	$l_i(m)$	$Z_i(m)$	$l_L(m)$	$f_{si}(T/m^2)$	$f_{sli}(T/m)$
1	Sét xám dẻo mềm	1.73	3.87	0.53	1.98	3.43
		1.73	5.60	0.53	2.25	3.89
		1.73	7.33	0.53	2.36	4.08
		1.73	9.06	0.53	2.37	4.10
		1.74	10.80	0.53	2.41	4.19
		1.74	12.54	0.53	2.51	4.37
2	Sét pha dẻo mềm	1.90	14.35	0.52	2.63	4.73
		1.90	16.25	0.52	2.68	4.82
		1.90	18.15	0.52	2.73	4.91

Lớp đất	Loại đất	$I_i(\text{m})$	$Z_i(\text{m})$	$I_L(\text{m})$	$f_{si}(\text{T/m}^2)$	$f_{si}I_i(\text{T/m})$
		1.90	20.05	0.52	2.79	5.02
		1.90	21.95	0.52	2.85	5.13
3	Sét xám đeo cứng	1.85	23.83	0.40	4.41	8.16
		1.85	25.68	0.40	4.52	8.36
		1.85	27.53	0.40	4.63	8.57
		1.85	29.44	0.40	4.74	8.77
4	Cát pha nâu vàng	2.00	31.42	0.30	6.81	13.62
		2.00	33.42	0.30	6.97	13.94
$\sum f_i I_i$						115.34

⇒ Sức chịu tải tiêu chuẩn của cọc theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền:

$$Q_{tc} = 1 \times (1 \times 600 \times 0.196 + 1.571 \times 115.34) = 298.80\text{T} = 2988\text{kN}$$

Sức chịu tải của cọc theo cường độ đất nền dùng để tính toán:

$$Q_a = \frac{Q_{tc}}{k_{tc}} = \frac{2988}{1.55} = 1928\text{kN}$$

### 9.6.3. Tính sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cường độ đất nền (Theo phụ lục B TCXD 205-1998)

Sức chịu tải của cọc theo đất nền(  $c$ ,  $\varphi$  ) được xác định theo phụ lục B TCXD 205-1998 : tính theo TTGH I, giá trị tính toán lấy cận dưới.

$$Q_u = Q_s + Q_p = A_s \times f_s + A_p \times q_p$$

**Trong đó :**

$Q_s$  : Sức chịu tải cực hạn do ma sát bên.

$Q_p$ : Sức chịu tải cực hạn do mũi cọc.

$f_s$  : Ma sát bên đơn vị giữa cọc và đất.

$q_p$ : Cường độ chịu tải của đất ở mũi cọc.

$A_s$ : Diện tích mặt bên của cọc.

$A_p$ : Diện tích mũi cọc.

- Sức chịu tải cho phép của cọc được tính theo công thức:

$$Q_a = \frac{Q_s}{FS_s} + \frac{Q_p}{FS_p}$$

Trong đó :

$FS_s$  :Hệ số an toàn cho thành phần ma sát bên ( $FS_s = 1.5 \div 2.0$ )  $\Rightarrow$  chọn : $FS_s = 2$

$FS_p$  :Hệ số an toàn cho sức chống dưới mũi cọc ( $FS_p = 2.0 \div 3.0$ )  $\Rightarrow$  chọn:  $FS_p = 3$

**a. Xác định sức chịu tải cực hạn do ma sát  $Q_s$**

Thành phần chịu tải do ma sát xung quanh cọc :  $Q_s = \sum A_s f_{si}$

Ma sát trên đơn vị diện tích mặt bên của cọc được xác định xác định theo công thức:

$$f_{si} = c_a + \sigma'_h \times \text{tg}\varphi_a = c_a + K_s \sigma'_v \text{tg}\varphi_a$$

**Trong đó :**

$c_a$  : Lực dính giữa thân cọc và đất, lấy  $c_a = c_I$  (tính theo TTGH I);  $c_a = 0.7c$

$\sigma'_h = K_s \sigma'_v$  : ứng suất pháp tuyến hữu hiệu tại mặt bên cọc ( $T/m^2$ )

với  $\sigma'_v = \gamma'_i . z$  : là ứng suất hữu hiệu tại độ sâu tính toán ma sát bên.

$K_s = K_o = 1 - \sin \varphi$  - là hệ số áp lực ngang.

$\varphi_a$  Góc ma sát giữa cọc và đất nền;  $\varphi_a = \varphi$ ;  $\varphi = 0.75\varphi'_1 + 10^\circ$

$\varphi$ : góc ma sát trong của nền sau khi hạ cọc

$\varphi'_1$ : góc ma sát trong của nền trước khi hạ cọc

**Bảng 9.17 – Thành phần ma sát bên của cọc**

Lớp đất	Loại đất	Độ sâu giữa lớp	$l_i$	C	$\varphi_a$	$\sigma'_v$	$m_{c2}$	$f_s$	$f_s l_i$
		(m)						(m)	(kN/m <sup>2</sup> )
Lớp 1	Sét xám dẻo mềm	8.30	10.40	12.70	17.07	166.00	0.85	24.10	250.60
Lớp 2	Sét pha dẻo mềm	18.25	9.50	10.20	18.44	325.08	0.85	43.65	471.41

Lớp đất	Loại đất	Độ sâu giữa lớp	$l_i$	C	$\varphi_a$	$\sigma'_v$	$m_{c2}$	$f_s$	$f_s l_i$
		(m)							
Lớp 3	Sét xám dẻo cứng	28.00	7.40	13.10	19.99	418.64	0.85	63.28	468.24
Lớp 4	Cát pha nâu vàng	33.70	4.00	9.40	20.88	478.12	0.85	73.24	292.98
									1483.23

$$\Rightarrow Q_s = 1483 \times 1.571 = 2329 \text{ kN}$$

**b. Xác định sức chịu tải cực hạn do kháng mũi  $Q_p$**

$$Q_p = A_p \cdot q_p$$

+  $A_p$  - diện tích tiết diện ngang của mũi cọc (m<sup>2</sup>);

+  $q_p$  - cường độ đất nền dưới mũi cọc (KN/m<sup>2</sup>).

**Theo Terzaghi:**

$$q_p = 1.3cN_c + N_q \sigma'_v + \alpha \cdot \gamma \cdot d \cdot N_\gamma$$

Trong đó:

+  $N_c, N_q, N_\gamma$  - là các hệ số chịu tải trọng phụ thuộc vào góc ma sát trong của đất dưới mũi cọc, với  $\varphi = 16^\circ 30'$  nhưng ta giảm đi 2 độ đối với công trình nằm trong vùng có động đất  $\varphi = 14^\circ 30'$  tra bảng  $N_c = 13.268; N_q = 4.682; N_\gamma = 2.5$

+  $c$  - lực dính của đất dưới mũi cọc,  $c = 3.4$  (KN/m<sup>2</sup>);

+  $\sigma'_v$  - ứng suất có hiệu theo phương thẳng đứng do đất nền gây ra tại cao trình mũi cọc;

+  $\alpha$  - hệ số phụ thuộc vào hình dạng cọc,  $\alpha = 0.3$  (cọc tròn).

$$\Rightarrow q_p = 1.3 \times 3.4 \times 13.268 + 4.682 \times 489 + 0.3 \times 0.5 \times 10.5 \times 2.5 = 2349 \text{ kN (KN/m}^2\text{)}$$

Đối với công trình nằm trong vùng động đất trung bình, tra bảng trên

$$m_{c1} = 0.8 \Rightarrow q_p = 0.8 \times 2349 = 1879 \text{ kN (KN/m}^2\text{)}$$



$$\text{Vậy: } Q_p = A_p \cdot q_p = 0.196 \times 1879 = 368 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow Q_a = \frac{Q_s}{FS_s} + \frac{Q_p}{FS_p} = \frac{2392}{2} + \frac{368}{3} = 1319 \text{ (KN)}$$

#### 9.6.4. Sức chịu tải thiết kế của cọc đơn

So sánh sức chịu tải của cọc theo các chỉ tiêu trên ta chọn sức chịu tải nhỏ nhất tức là:

$$Q_a = \min\{ Q_{VL}, Q_{\text{đất nền}} \} = Q_{\text{đất nền}} = 1319 \text{ (KN)}$$

$$\Rightarrow \text{Chọn } Q_a^{\text{TK}} = 1300 \text{ kN}$$

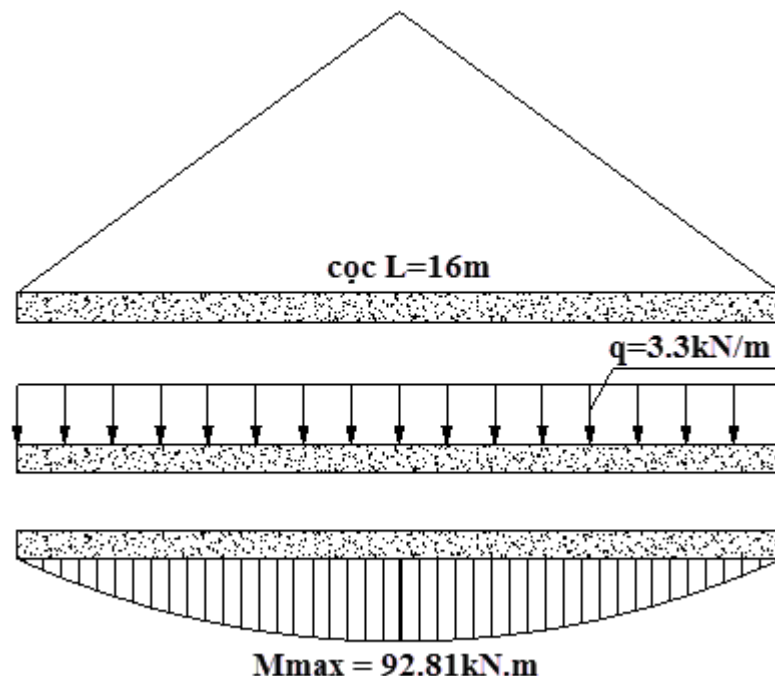
#### 9.7. KIỂM TRA CỌC THEO ĐIỀU KIỆN CẦU LẤP

Do cọc được sản xuất tại nhà máy nên điều kiện cầu lấp của cọc đã được nhà sản xuất đảm bảo. Tuy nhiên, để an toàn sinh viên kiểm tra lại cọc theo sơ đồ nguy hiểm nhất

Tải trọng phân bố tác dụng lên cọc khi cầu lên xe để vận chuyển là tải trọng bản thân cọc. Tra catalogue của nhà sản xuất  $\Rightarrow$  tiết diện bê tông  $A_c = 0.11 \text{ m}^2$

$$\Rightarrow q = n \cdot A_c \cdot \gamma = 1.2 \times 0.11 \times 25 = 3.3 \text{ kN/m}$$

Do khi thi công cọc ly tâm được cột ở hai đầu nên kiểm tra với sơ đồ nguy hiểm nhất như sau:



Hình 9.5 – Sơ đồ kiểm tra cọc theo điều kiện cầu lấp

$$M_{\max} = 92.81 < M_{cr} = 103 \text{ kN.m}$$

$\Rightarrow$  Vậy cọc đảm bảo điều kiện cầu lấp

## 9.8. TÍNH TOÁN MÓNG CỘT GIỮA M1

### 9.8.1. Sơ bộ số cọc và bố trí cọc trong đài

Xác định sơ bộ số lượng cọc:

$$n_c = \beta \frac{N_{tt}}{Q_a^{TK}}$$

**Trong đó:**

+  $N_{tt}$  - lực dọc tính toán tại chân cột (ngoại lực tác dụng lên móng);

+  $Q_a^{TK}$  - sức chịu tải thiết kế của cọc;

+  $\beta$  - hệ số xét đến do moment, chọn  $\beta = 1.2 \div 1.5$

$$n_c = 1.3 \times \frac{15103}{1300} = 15.10 \text{ cọc}$$

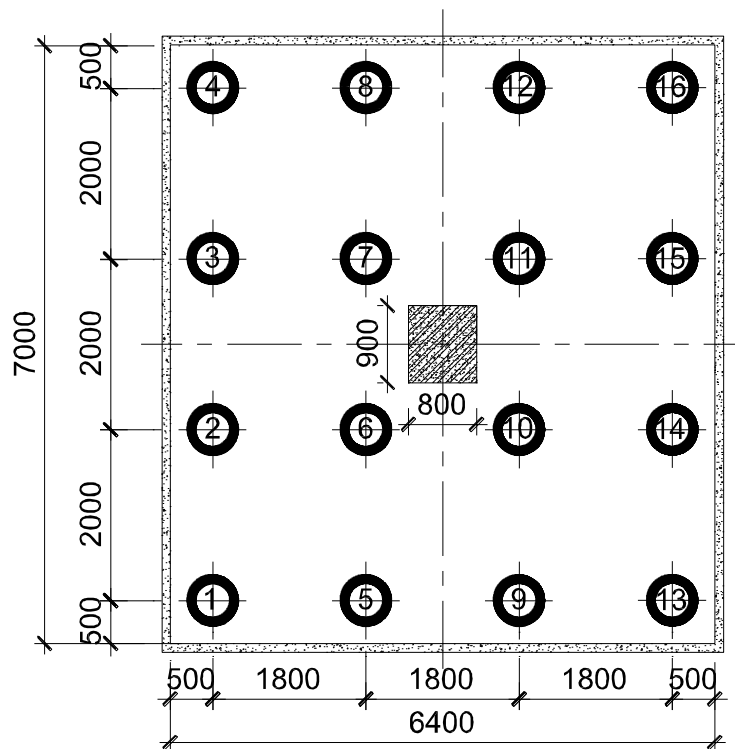
Vậy chọn  $n_c = 16$  cọc

Khoảng cách giữa các cọc theo phương X là  $3.6d = 1800$  mm.

Khoảng cách giữa các cọc theo phương Y là  $4d = 2000$  mm.

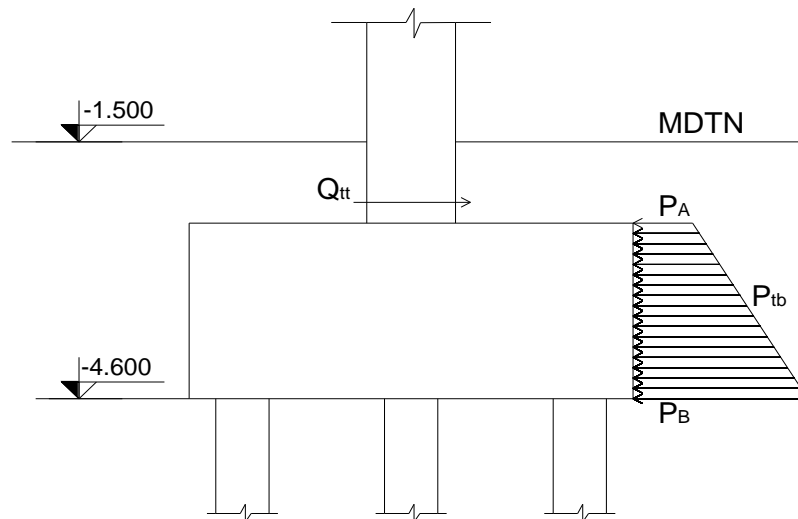
Khoảng cách giữa mép cọc tới mép ngoài của đài chọn là  $d/2 = 250$ mm

Mặt bằng bố trí cọc như hình:



Hình 9.6 – Mặt bằng bố trí cọc móng giữa M1

**9.8.2. Kiểm tra lực cắt**



**Hình 9.7** – Sơ đồ kiểm tra lực cắt

$$P_A = \gamma \cdot h \cdot (1 - \sin \varphi) \cdot h_d \cdot b_d = 20 \times 1.5 \times (1 - \sin 11^\circ 25') \times 1.6 \times 7 = 269.49 \text{ kN}$$

$$P_B = \gamma \cdot h \cdot (1 - \sin \varphi) = 20 \times 3.1 \times (1 - \sin 11^\circ 25') \times 1.6 \times 7 = 557 \text{ kN}$$

$$P_{tb} = \frac{P_A + P_B}{2} = \frac{269 + 557}{2} = 413 \text{ kN} > Q_{\max} = 100.75 \text{ kN}$$

⇒ Thỏa điều kiện cân bằng áp lực ngang nên có thể tính toán móng với giả thiết lực ngang do lớp đất trên đáy đài tiếp nhận hoàn toàn và lúc đó các cọc chỉ chịu kéo, nén.

**9.8.3. Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc**

**9.8.3.1. Kiểm tra với tổ hợp N<sub>max</sub> và các thành phần tương ứng**

$$\text{Điều kiện kiểm tra: } \begin{cases} P_{\max} + TLBT_{\text{cọc}} \leq [Q_a] \\ P_{\min} \geq 0 \end{cases}$$

Chiều cao đài được giả thiết ban đầu  $h_d = 1.6 \text{ m}$

Trọng lượng tính toán của đài:

$$N_d = n \cdot \gamma_{bt} \cdot A_d \cdot h_d = 1.1 \times 25 \times 6.4 \times 7 \times 1.6 = 1971 \text{ kN}$$

Chuyển các ngoại lực tác dụng về đáy đài tại trọng tâm nhóm cọc (trường hợp này trùng với trọng tâm đài).

$$\sum N^{tt} = N_0^{tt} + N_d = 15103 + 1971 = 17074 \text{ kN}$$

$$\sum M_x^{tt} = 53 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_y^{tt} = 81 \text{ kN.m}$$

Tải trọng tác dụng lên cọc:

$$p_i^{tt} = \frac{\sum N^{tt}}{n} + \frac{\sum M_y^{tt} \cdot x_i}{\sum x_i^2} + \frac{\sum M_x^{tt} \cdot y_i}{\sum y_i^2}$$

**Trong đó:**

+ n – số lượng cọc;

+  $x_i, y_i$  - khoảng cách từ tim cọc thứ I đến trục đi qua trọng tâm các cọc tại mặt phẳng đáy đài;

+  $\sum M_x^{tt}$  - tổng moment tính toán đáy đài quay quanh trục x tại trọng tâm nhóm cọc;

+  $\sum M_y^{tt}$  - tổng moment tính toán đáy đài quay quanh trục y tại trọng tâm nhóm cọc;

**Bảng 9.18** – Kiểm tra phản lực đầu cọc

Cọc	$x_i$	$y_i$	$x_i^2$	$y_i^2$	$\sum x_i^2$	$\sum y_i^2$	P
1	-2.7	-3	7.29	9.00	64.80	80.00	<b>1061.76</b>
2	-2.7	-1	7.29	1.00			1063.09
3	-2.7	3	7.29	9.00			1065.74
4	-2.7	1	7.29	1.00			1064.41
5	-0.9	-3	0.81	9.00			1064.01
6	-0.9	-1	0.81	1.00			1065.34
7	-0.9	3	0.81	9.00			1067.99
8	-0.9	1	0.81	1.00			1066.66
9	0.9	-3	0.81	9.00			1066.26
10	0.9	-1	0.81	1.00			1067.59
11	0.9	3	0.81	9.00			1070.24
12	0.9	1	0.81	1.00			1068.91
13	2.7	-3	7.29	9.00			1068.51
14	2.7	-1	7.29	1.00			1069.84
15	2.7	3	7.29	9.00			<b>1072.49</b>
16	2.7	1	7.29	1.00			1071.16

$$\Rightarrow \begin{cases} p_{\max} + TLBTcọc = 1072 + 1.1 \times 25 \times 0.11 \times 32.6 = 1171 < Q_a^{TK} = 1300 \text{ kN} \\ p_{\min} = 1062 \text{ kN} > 0 \end{cases}$$

**⇒ Kết luận:**

+ Tải trọng truyền xuống cọc đảm bảo không vượt quá sức chịu tải cho phép của cọc.

+ Không có cọc nào trong móng chịu nhỏ.

### 9.8.3.2. Kiểm tra các tổ hợp còn lại

**Bảng 9.19** – Kiểm tra các tổ hợp còn lại

TỔ HỢP	TỔ HỢP 1	TỔ HỢP 2
$N^{tt}$	15103	14689
$N_o^{tt}$	17074	16660
$M^{tx}$	-45	-26
$M^{ty}$	93	81
$P^{tmax}$	1072	1046
$P^{tmin}$	1061	1037
$P_{coc}$	98.62	98.62
$P^{tmax}+P_{coc}$	1170.62	1144.62
<b>Kiểm tra</b>	<b>Thỏa</b>	<b>Thỏa</b>

### 9.8.4. Kiểm tra áp lực đất dưới đáy khối móng quy ước

Việc tính toán và kiểm tra được thực hiện ở trạng thái giới hạn II. Khi đó, dùng tải trọng tiêu chuẩn và quan niệm móng cọc và đất như móng quy ước và coi nó như móng nông trên nền thiên nhiên. Độ lún của móng trong trường hợp này là do nền dưới đáy khối quy ước gây ra còn biến dạng của bản thân các cọc được bỏ qua.

Người ta quan niệm rằng nhờ ma sát giữa mặt xung quanh cọc và đất, tải trọng của móng được truyền trên diện tích rộng hơn, xuất phát từ mép ngoài cọc tại đáy đài và

ngiên một góc  $\alpha$  được tính như sau  $\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4}$

Góc ma sát trung bình của các lớp đất theo chiều dài cọc

$$\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} = \frac{10.4 \times 11^{\circ}25' + 10.8 \times 13^{\circ}15' + 7.4 \times 15^{\circ}20' + 4 \times 16^{\circ}30'}{4(10.4 + 10.8 + 7.4 + 4)} = 3^{\circ}23'$$

- Diện tích khối móng quy ước được tính theo công thức:

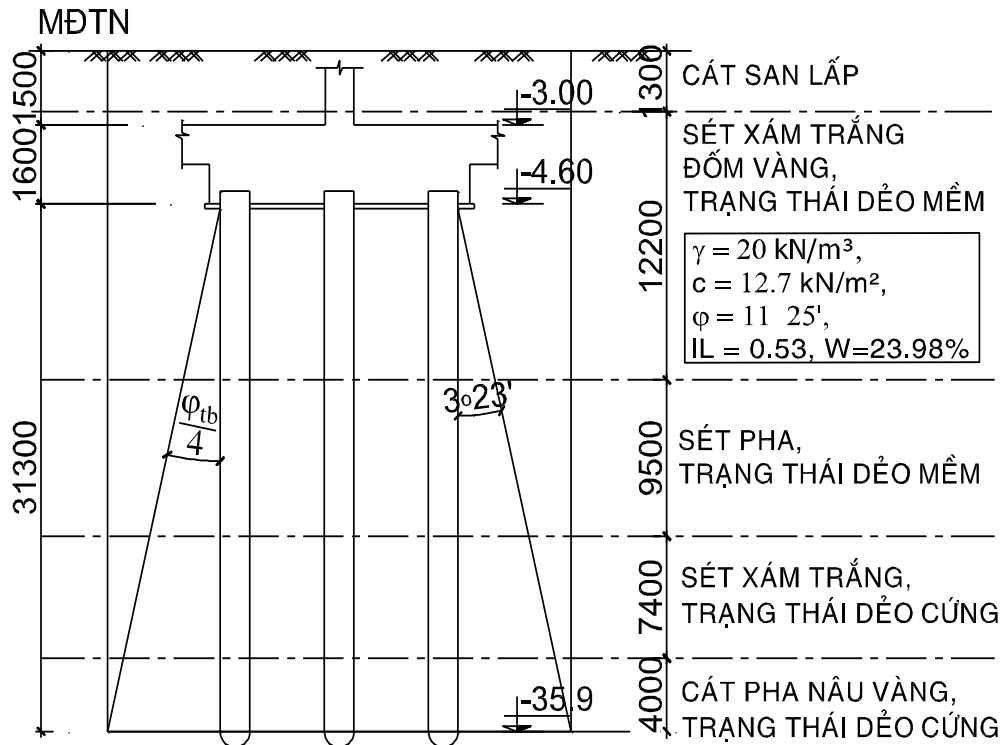
$$F_{qu} = L_{qu} \cdot B_{qu}$$

**Trong đó:**

$$B_{qu} = 6.4 + 2 \times 31.3 \times \tan(3^{\circ}23') = 10.25 \text{ m}$$

$$L_{qu} = 7 + 2 \times 31.3 \times \tan(3^{\circ}23') = 10.85 \text{ m}$$

$$A_{qu} = 10.25 \times 10.85 = 111.21 \text{ m}^2$$



**Hình 9.8** – Kích thước khối móng qui ước

- Trọng lượng khối móng qui ước

Khối lượng đất trong móng qui ước:

$$G_1 = A_{qu} \cdot \sum \gamma_i \cdot h_i = 111.2 \times 499 = 55489 \text{ kN}$$

Khối lượng đất bị cọc và đài chiếm chỗ:

$$G_2 = n \cdot A_p \cdot \sum \gamma_i \cdot h_i + V_{dai} \cdot \gamma = 16 \times 0.11 \times 499 + 10.85 \times 10.25 \times 1.6 \times 20 = 4437 \text{ kN}$$

Khối lượng cọc và đài bê tông

$$G_3 = n \cdot A_p \cdot L_c \cdot \gamma_{bt} + A_d \cdot \gamma_{bt} = 16 \times 0.11 \times 31.3 \times 25 + 10.85 \times 10.25 \times 1.6 \times 25 = 5883 \text{ kN}$$

Trọng lượng khối móng qui ước:

$$G = G_1 - G_2 + G_3 = 55489 - 4437 + 5883 = 56935 \text{ kN}$$

- Kiểm tra điều kiện làm việc đàn hồi của khối móng qui ước

Tải trọng quy về đáy khối móng qui ước:

$$N_{tc}^{qu} = 13133 + 56935 = 70068 \text{ kN}; \quad \sum M_{xqu}^{tc} = 46 \text{ kN.m}; \quad \sum M_{yqu}^{tc} = 70 \text{ kN.m}$$

Momen chống uốn của móng khối qui ước

$$W_x = \frac{B_{qu} L_{qu}^2}{6} = \frac{10.25 \times 10.85^2}{6} = 201.11 \text{ m}^3$$

$$W_y = \frac{L_{qu} B_{qu}^2}{6} = \frac{10.85 \times 10.25^2}{6} = 190 \text{ m}^3$$

Cường độ tiêu chuẩn của đất dưới đáy đài

$$R^{tc} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (A \cdot b \cdot \gamma + B \cdot h \cdot \gamma_{tb} + D \cdot c_{II})$$

**Trong đó:**

+  $k_{tc}$  - hệ số độ tin cậy,  $k_{tc} = 1$  vì các chỉ tiêu cơ lý đất lấy theo số liệu thí nghiệm trực tiếp đối với đất;

+  $m_1 = 1,1$ ;  $m_2 = 1,2$  ;

+  $\gamma = 10.5 \text{ kN/m}^3$  ;

$$+ \gamma_{tb} = \frac{10.4 \times 20 + 10.8 \times 10.2 + 7.4 \times 10.3 + 4 \times 10.4}{32.6} = 13.37 \text{ kN/m}^3$$

+  $c_{II} = 9.4 \text{ kN/m}^2$  ;

+ Mũi cọc tại lớp đất thứ 4 có  $\varphi = 16^\circ 30'$   $\Rightarrow A = 0.3945$ ,  $B = 2.300$ ,  $C = 4.841$ ;

$$R^{tc} = \frac{1.1 \times 1.2}{1} (0.3945 \times 10.25 \times 10.5 + 2.3 \times 32.6 \times 13.37 + 4.84 \times 9.4) = 1439 \text{ kN/m}^2$$

Ứng suất dưới đáy khối móng quy ước:

$$p_{tb}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} = \frac{70068}{111.2} = 630 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{max}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} + \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} + \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} = 630 + \frac{46}{201} + \frac{70}{190} = 631 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{min}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} - \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} - \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} = 630 - \frac{46}{201} - \frac{70}{190} = 629 \text{ kN/m}^2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} p_{tb}^{tc} = 630 \text{ kN/m}^2 < R^{tc} = 1439 \text{ kN/m}^2 \\ p_{max}^{tc} = 631 \text{ kN/m}^2 < 1.2R^{tc} = 1727 \text{ kN/m}^2 \\ p_{min}^{tc} = 629 \text{ kN/m}^2 > 0 \end{cases}$$

Vậy điều kiện đất nền được thỏa mãn.

Do đó lớp đất dưới đáy móng có thể coi là làm việc đàn hồi và có thể tính toán được độ lún của nền theo quan niệm nền biến dạng tuyến tính.

**9.8.5. Kiểm tra độ lún cho khối móng quy ước**

Độ lún của móng cọc được xem như độ lún của khối móng quy ước

**Bảng 9.20** – Trọng lượng bản thân theo chiều dày lớp đất

Lớp đất	Bề dày (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Ứng suất BT $\sigma_{bt}$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	12	20	240
2	9.5	10.2	110.16
3	7.4	10.4	76.96
4	4	10.5	21
$\sum \sigma_{bt}$			448.12

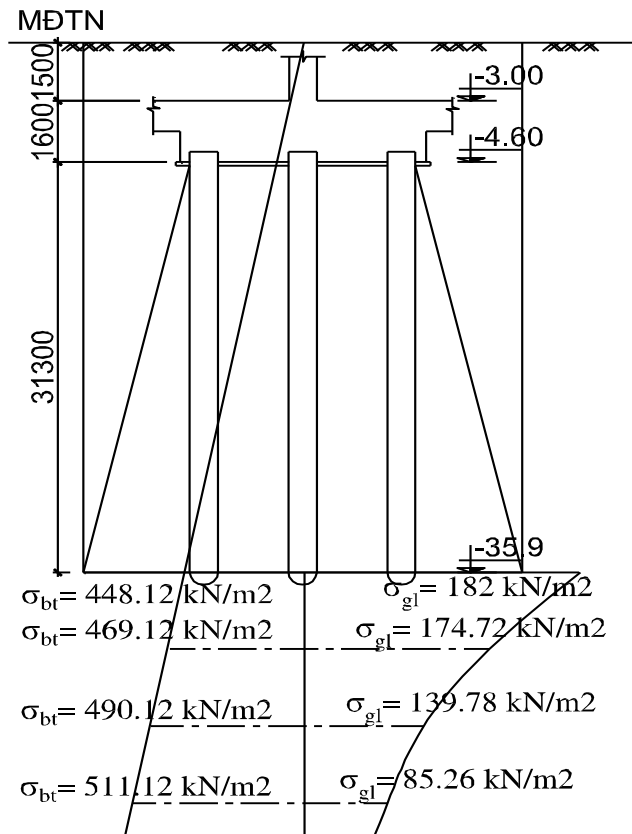
- Ứng suất gây lún tại đáy khối móng quy ước

$$\sigma_{z=0}^{gl} = p_{tb}^{tc} - \sigma^{bt} = 630 - 448 = 182 \text{ kN/m}^2$$

Chia đất nền dưới đáy khối móng quy ước thành các lớp bằng nhau và bằng

$$h_i \leq \frac{B_{qu}}{5} = \frac{10.25}{5} = 2.05 \text{ m} \Rightarrow \text{chọn } h_i = 2 \text{ m.}$$

Xét 1 điểm thuộc trục qua tâm móng có độ sâu z kể từ đáy móng khối quy ước. Khi đó ứng suất do tải trọng ngoài gây ra được xác định theo công thức:  $\sigma_{zi}^{gl} = k_o \cdot \sigma_{z=0}^{gl}$



**Hình 9.9** – Phân bố ứng suất dưới đáy khối móng quy ước



**Bảng 9.21** – Phân bố ứng suất dưới đáy khối móng quy ước

Điểm	Độ sâu Z (m)	$\frac{L_{qu}}{B_{qu}}$	$\frac{Z}{B_{qu}}$	$K_0$	$\sigma_{zi}^{gl}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{zi}^{bt}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\frac{\sigma_{zi}^{gl}}{\sigma_{zi}^{bt}}$
1	0	1.06	0	1	182	448.12	0.41
2	2	1.06	0.2	0.96	174.72	469.12	0.37
3	4	1.06	0.4	0.8	139.78	490.12	0.29
4	6	1.06	0.6	0.61	85.26	511.12	0.17

- Độ lún móng khối qui ước

$$S = \sum_{i=1}^4 \frac{0.8}{E} \sigma_{zi}^{gl} \cdot h_i$$

$$S = \frac{0.8 \times 2}{12420} \left( \frac{182}{2} + 174.72 + 139.78 + \frac{85.26}{2} \right) = 0.058 \text{ m} = 5.8 \text{ cm}$$

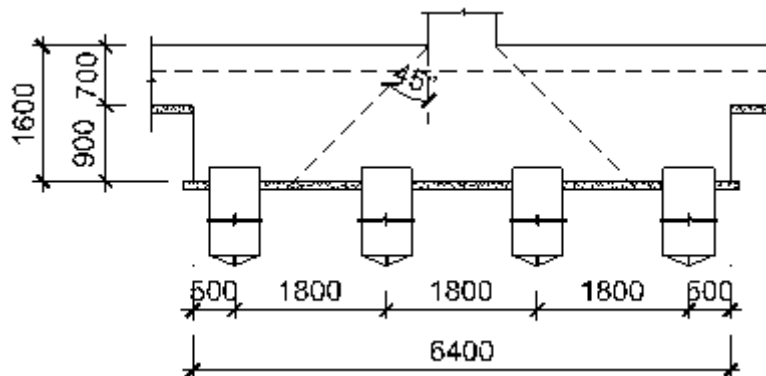
⇒ Như vậy là độ lún dự báo của móng thỏa mãn điều kiện cho phép

$$S = 5.8 \text{ cm} < [S] = 8 \text{ cm}$$

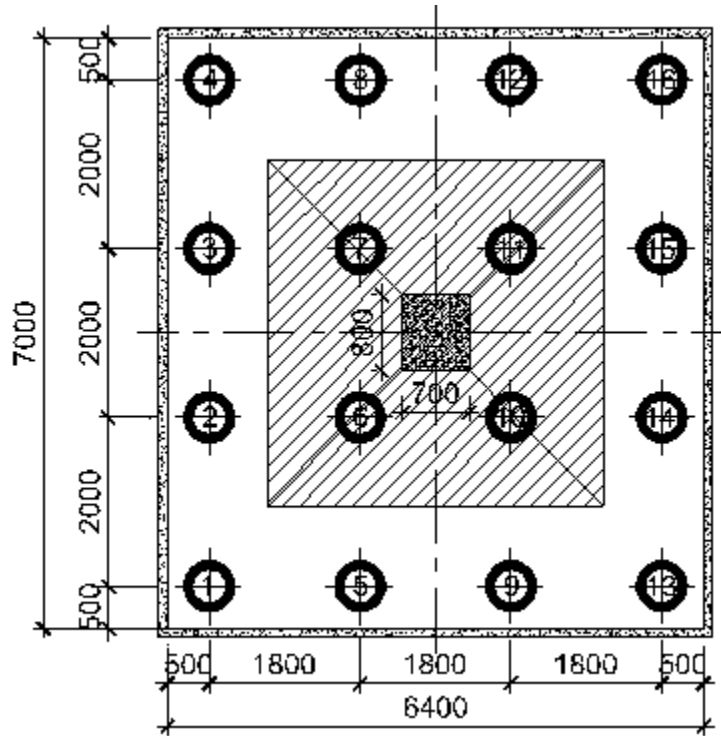
### 9.8.6. Kiểm tra chọc thủng đài cọc

Chọn a = 15 cm, chiều cao làm việc của đài  $h_0 = 1.6 - 0.15 = 1.45 \text{ m}$

Ta thấy với góc xiên 45<sup>0</sup> thì tháp chọc thủng không bao hết các cọc nên ta phải kiểm tra chọc thủng:



**Hình 9.10** – Mặt cắt tháp chọc thủng



**Hình 9.11** – Mặt bằng tháp chọc thủng

Điều kiện chọc thủng:  $P_{xt} \leq P_{cx}$

$P_{xt}$  - lực xuyên thủng là tổng các lực tác dụng lên đầu cọc ngoài phạm vi tháp xuyên thủng:  $P_{xt} = 12 \cdot P_{max}^{tt} = 12 \times 1072 = 12864 \text{ kN}$

$P_{cx}$  - lực chống xuyên thủng:  $P_{cx} = \alpha R_{bt} u_m h_0$

**Trong đó:**

$\alpha$  - hệ số, với bê tông nặng  $\alpha=1$ ;

$R_{bt}$  - cường độ chịu kéo của bê tông, với B40 thì  $R_{bt}=1.4 \text{ MPa}$ ;

$u_m$  - giá trị trung bình chu vi đáy trên và đáy dưới tháp xuyên thủng

$$u_m = \frac{2 \times (0.8 + 0.7) + 2 \times 3.8 + 3.7}{2} = 9.2 \text{ m}$$

$$P_{cx} = 1 \times 1.4 \times 9.2 \times 1.45 \times 10^3 = 18676 \text{ kN KN}$$

$$\Rightarrow P_{xt} = 12864 \text{ kN} \leq P_{cx} = 18676 \text{ KN}$$

$\Rightarrow$  Vậy thỏa điều kiện chống xuyên thủng đài cọc.

### 9.8.7. Tính thép đài cọc

Xem đài là bản consol một đầu ngàm vào mép cột, đầu kia tự do, giả thiết đài tuyệt đối cứng.

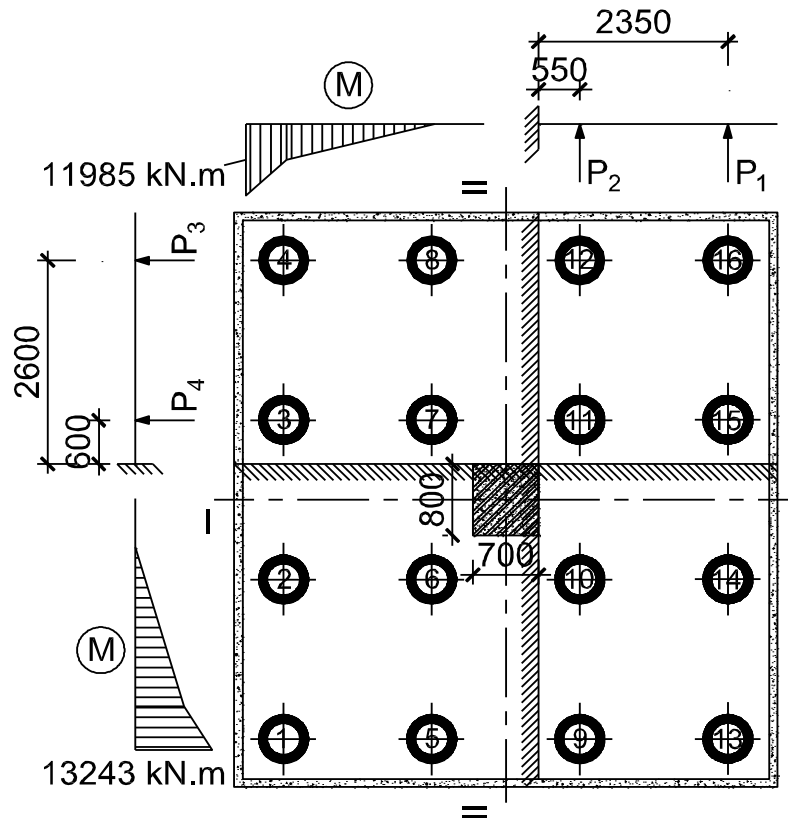
Để an toàn và đơn giản trong việc tính toán sinh viên lấy phản lực lớn nhất để tính thép cho đài cọc

+ Momen của đài cọc theo phương x-x.

$$M_{I-I} = 2.35 \times 4 \times 1072 + 0.55 \times 4 \times 1072 = 11985 \text{ kN.m}$$

+ Momen của đài cọc theo phương y-y.

$$M_{II-II} = 2.60 \times 4 \times 1072 + 0.60 \times 4 \times 1072 = 13243 \text{ kN.m}$$



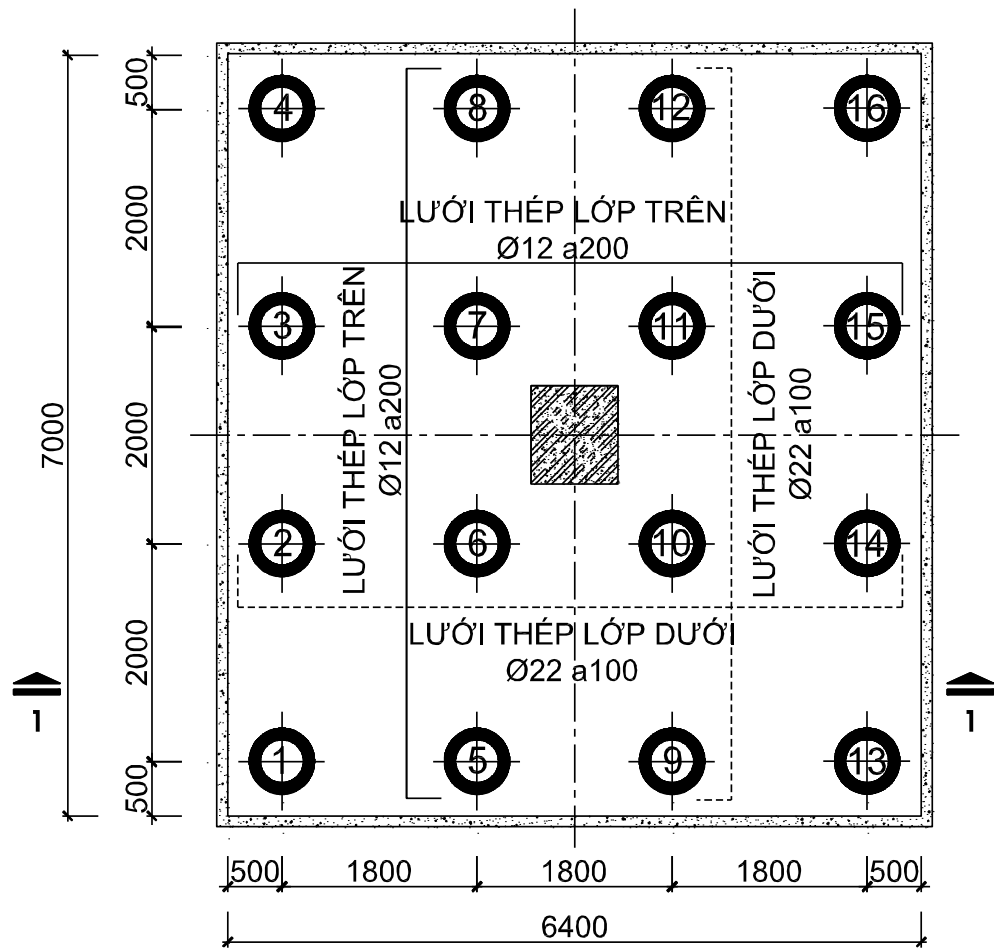
Hình 9.12 – Sơ đồ tính thép đài móng

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \quad \gamma = 1 - 0.5\xi \quad A_s = \frac{M}{R_s \gamma h_0}$$

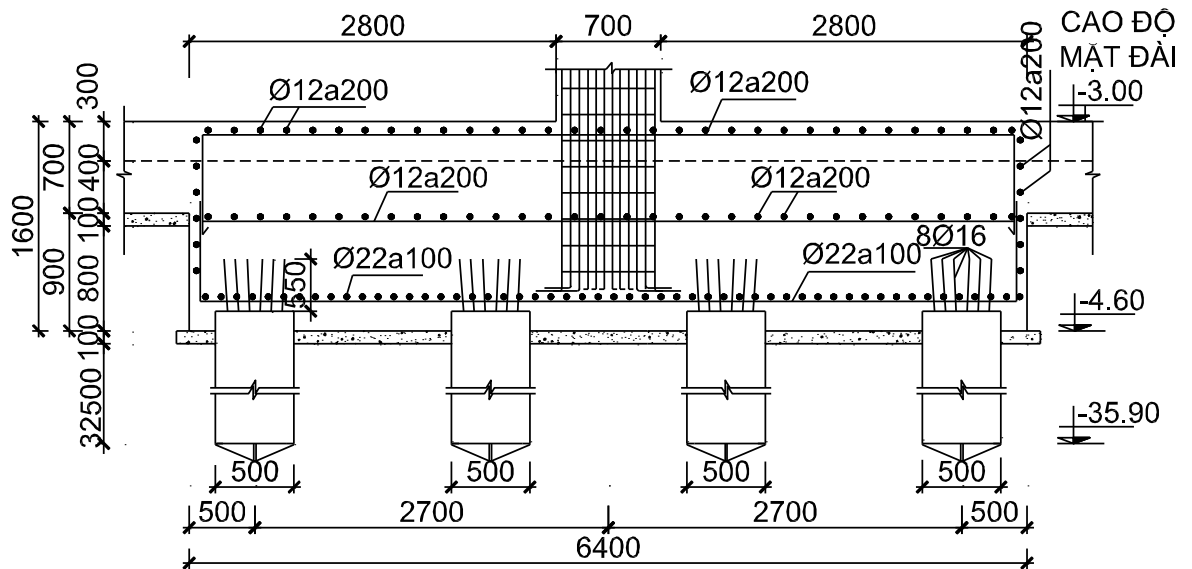
Bảng 9.22 – Tính toán thép đài móng

	M (kNm)	$\alpha_m$	$\xi$	$\gamma$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Chọn thép	$A_s$ chọn (cm <sup>2</sup> )
I-I	11985	0.037	0.038	0.981	231	φ22a100	266
II-II	13243	0.045	0.046	0.977	246	φ22a100	243

Chọn φ12a200 đặt cấu tạo lớp trên



Hình 9.13 – Mặt bằng bố trí thép



Hình 9.14 – Mặt cắt 1-1

## 9.9. TÍNH TOÁN MÓNG CỘT BIÊN M2

Móng biên được thiết kế với cùng loại cọc, đài cọc và chiều sâu chôn cọc với móng giữa

### 9.9.1. Sơ bộ số cọc và bố trí cọc trong đài

$$n_c = 1.4 \times \frac{7562}{1300} = 8.14 \text{ cọc}$$

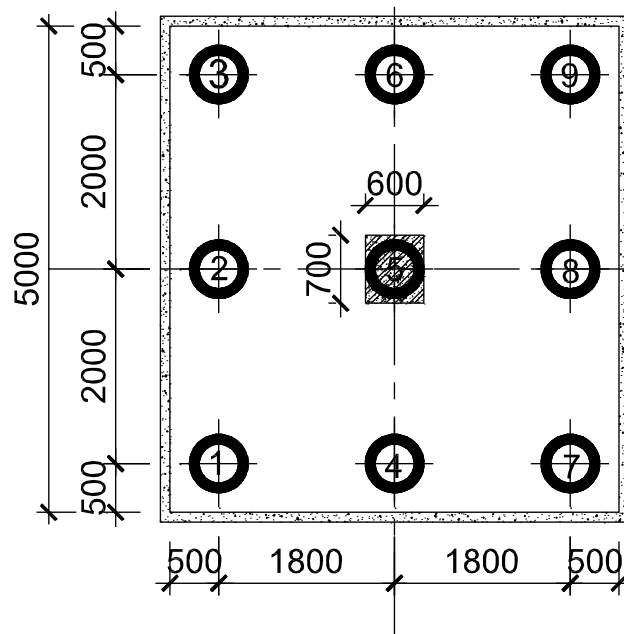
Vậy chọn  $n_c = 9$  cọc

Khoảng cách giữa các cọc theo phương X là  $3d = 1500$  mm.

Khoảng cách giữa các cọc theo phương Y là  $4d = 2000$  mm.

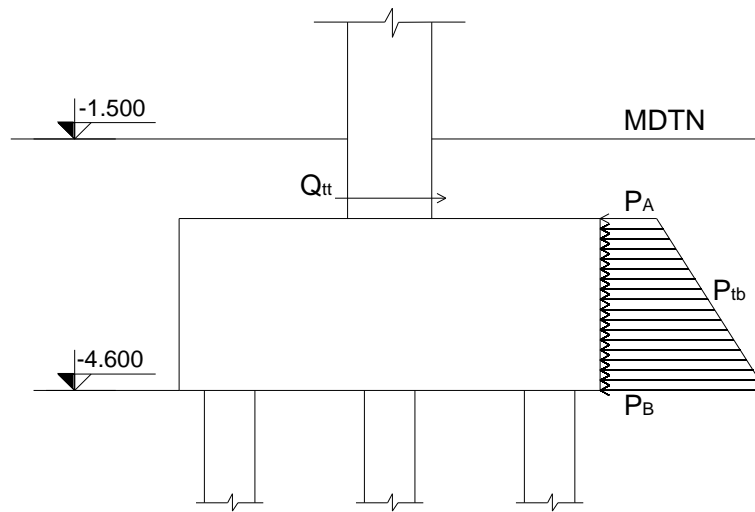
Khoảng cách giữa mép cọc tới mép ngoài của đài chọn là  $d/2 = 250$ mm

Mặt bằng bố trí cọc như hình:



**Hình 9.15** – Mặt bằng bố trí cọc móng biên M2

**9.9.2. Kiểm tra lực cắt**



**Hình 9.16** – Sơ đồ kiểm tra lực cắt

$$P_A = \gamma \cdot h \cdot (1 - \sin \varphi) \cdot h_d \cdot b_d = 20 \times 1.5 \times (1 - \sin 11^\circ 25') \times 1.6 \times 7 = 269.49 \text{ kN}$$

$$P_B = \gamma \cdot h \cdot (1 - \sin \varphi) = 20 \times 3.1 \times (1 - \sin 11^\circ 25') \times 1.6 \times 7 = 557 \text{ kN}$$

$$P_{tb} = \frac{P_A + P_B}{2} = \frac{269 + 557}{2} = 413 \text{ kN} > Q_{\max} = 218 \text{ kN}$$

⇒ Thỏa điều kiện cân bằng áp lực ngang nên có thể tính toán móng với giả thiết lực ngang do lớp đất trên đáy đài tiếp nhận hoàn toàn và lúc đó các cọc chỉ chịu kéo, nén.

**9.9.3. Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc**

**9.9.3.1. Kiểm tra với tổ hợp  $N_{\max}$  và các thành phần tương ứng**

$$\text{Điều kiện kiểm tra: } \begin{cases} P_{\max} + TLBT_{\text{cọc}} \leq [Q_a] \\ P_{\min} \geq 0 \end{cases}$$

Chiều cao đài được giả thiết ban đầu  $h_d = 1.6 \text{ m}$

Trọng lượng tính toán của đài:

$$N_d = n \cdot \gamma_{bt} \cdot A_d \cdot h_d = 1.1 \times 25 \times 4.6 \times 5 \times 1.6 = 1012 \text{ kN}$$

Chuyển các ngoại lực tác dụng về đáy đài tại trọng tâm nhóm cọc (trường hợp này trùng với trọng tâm đài).

$$\sum N^{tt} = N_0^{tt} + N_d = 7562 + 1012 = 8574 \text{ kN KN}$$

$$\sum M_x^{tt} = 1454 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_y^{tt} = -22.02 \text{ kN.m}$$

Tải trọng tác dụng lên cọc:

$$p_i^{tt} = \frac{\sum N^{tt}}{n} + \frac{\sum M_y^{tt} \cdot x_i}{\sum x_i^2} + \frac{\sum M_x^{tt} \cdot y_i}{\sum y_i^2}$$

**Bảng 9.23** – Kiểm tra phản lực đầu cọc

Cọc	$x_i$	$y_i$	$x_i^2$	$y_i^2$	$\sum x_i^2$	$\sum y_i^2$	P
1	-1.8	-2	3.24	4.00	19.44	24.00	1035.92
2	-1.8	0	3.24	0.00			1073.79
3	-1.8	2	3.24	4.00			<b>1111.66</b>
4	0	-2	0.00	4.00			1033.88
5	0	0	0.00	0.00			1071.75
6	0	2	0.00	4.00			1109.62
7	1.8	-2	3.24	4.00			<b>1031.84</b>
8	1.8	0	3.24	0.00			1069.71
9	1.8	2	3.24	4.00			1107.58

$$\Rightarrow \begin{cases} p_{\max} + TLBT_{cọc} = 1111.66 + 1.1 \times 25 \times 0.11 \times 32.6 = 1210 < Q_a^{TK} = 1300 \text{ kN} \\ p_{\min} = 1031 \text{ kN} > 0 \end{cases}$$

⇒ **Kết luận:**

- + Tải trọng truyền xuống cọc đảm bảo không vượt quá sức chịu tải cho phép của cọc.
- + Không có cọc nào trong móng chịu nhỏ.

**9.9.3.2.** Kiểm tra các tổ hợp còn lại

**Bảng 9.24** – Kiểm tra các tổ hợp còn lại

TỔ HỢP	TỔ HỢP 2	TỔ HỢP 3	TỔ HỢP 4
$N^{tt}$	7555.16	7164.61	7170.18
$N_o^{tt}$	8567.16	8176.61	8182.18
$M^{tt}_x$	-456.4	-398.46	376.7
$M^{tt}_y$	-1.795	-22.768	-22.446
$P^{tt}_{\max}$	1109	1057	1056
$P^{tt}_{\min}$	1033	987	989
$P_{cọc}$	98.62	98.62	98.62
$P^{tt}_{\max} + P_{cọc}$	1207.62	1155.62	1154.62
Kiểm tra	Thỏa	Thỏa	Thỏa

**9.9.4. Kiểm tra áp lực đất dưới đáy khối móng quy ước**

Người ta quan niệm rằng nhờ ma sát giữa mặt xung quanh cọc và đất, tải trọng của móng được truyền trên diện tích rộng hơn, xuất phát từ mép ngoài cọc tại đáy đài và nghiêng một góc  $\alpha$  được tính như sau  $\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4}$

Góc ma sát trung bình của các lớp đất theo chiều dài cọc

$$\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} = \frac{10.4 \times 11^{\circ}25' + 10.8 \times 13^{\circ}15' + 7.4 \times 15^{\circ}20' + 4 \times 16^{\circ}30'}{4(10.4 + 10.8 + 7.4 + 4)} = 3^{\circ}23'$$

- Diện tích khối móng quy ước được tính theo công thức:

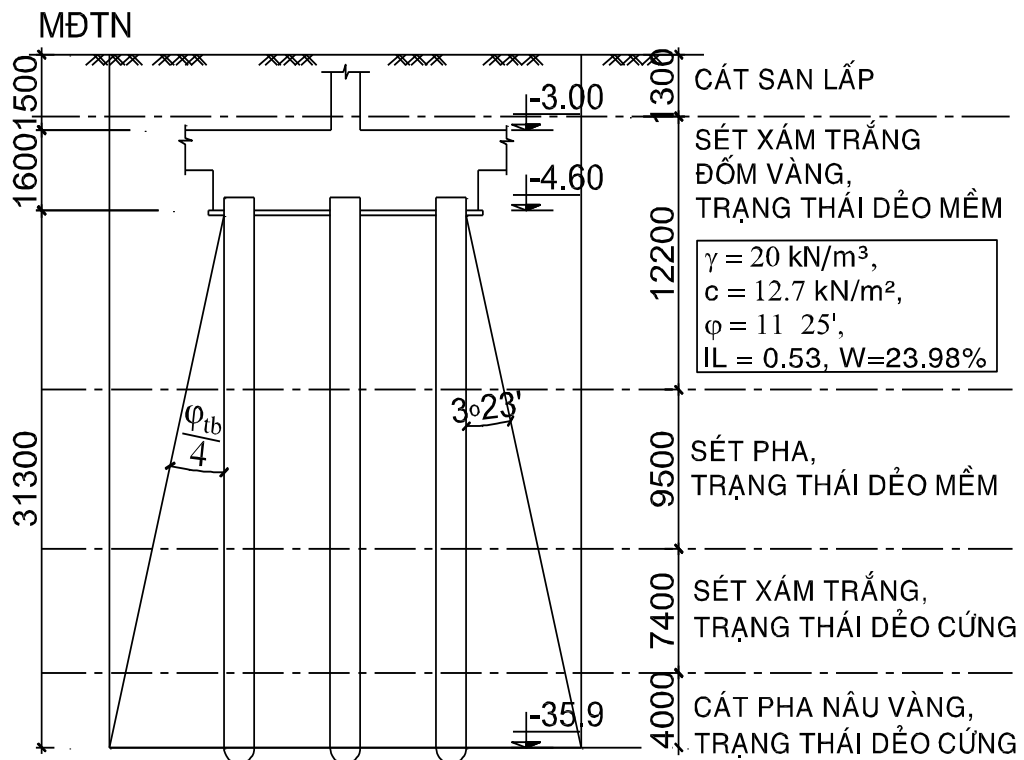
$$F_{qu} = L_{qu} \cdot B_{qu}$$

**Trong đó:**

$$B_{qu} = 4.6 + 2 \times 31.3 \times \tan(3^{\circ}23') = 8.45 \text{ m}$$

$$L_{qu} = 5 + 2 \times 31.3 \times \tan(3^{\circ}23') = 8.85 \text{ m}$$

$$A_{qu} = 8.45 \times 8.85 = 74.78 \text{ m}^2$$



**Hình 9.17** – Kích thước khối móng quy ước



- Trọng lượng khối móng quy ước

Khối lượng đất trong móng quy ước:

$$G_1 = A_{qu} \cdot \sum \gamma_i \cdot h_i = 74.78 \times 499 = 37315 \text{ kN}$$

Khối lượng đất bị cọc và đài chiếm chỗ:

$$G_2 = n \cdot A_p \sum \gamma_i \cdot h_i + V_{dai} \cdot \gamma = 9 \times 0.11 \times 499 + 8.45 \times 8.85 \times 1.6 \times 20 = 2887 \text{ kN}$$

Khối lượng cọc và đài bê tông

$$G_3 = n \cdot A_p \cdot L_c \cdot \gamma_{bt} + A_d \gamma_{bt} = 9 \times 0.11 \times 32.6 \times 25 + 8.85 \times 8.45 \times 1.6 \times 25 = 3798 \text{ kN}$$

Trọng lượng khối móng quy ước:

$$G = G_1 - G_2 + G_3 = 37315 - 2887 + 3798 = 38226 \text{ kN}$$

- Kiểm tra điều kiện làm việc đàn hồi của khối móng quy ước

Tải trọng quy về đáy khối móng quy ước

$$N_{qu}^{tc} = 6576 + 38226 = 44802 \text{ kN}$$

$$\sum M_{xqu}^{tc} = 394.78 \text{ kN.m} ; \sum M_{yqu}^{tc} = -1.75 \text{ kN.m}$$

Momen chống uốn của móng khối quy ước

$$W_x = \frac{B_{qu} L_{qu}^2}{6} = \frac{8.45 \times 8.85^2}{6} = 110 \text{ m}^3 \text{ m}^3$$

$$W_y = \frac{L_{qu} B_{qu}^2}{6} = \frac{8.85 \times 8.45^2}{6} = 105 \text{ m}^3 \text{ m}^3$$

Cường độ tiêu chuẩn của đất dưới đáy đài

$$R^{tc} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (A \cdot b \cdot \gamma + B \cdot h \cdot \gamma_{tb} + D \cdot c_{II})$$

**Trong đó:**

+  $k_{tc}$  - hệ số độ tin cậy,  $k_{tc} = 1$  vì các chỉ tiêu cơ lý đất lấy theo số liệu thí nghiệm trực tiếp đối với đất;

+  $m_1 = 1,1$ ;  $m_2 = 1,2$  ;

+  $\gamma = 10.5 \text{ kN/m}^3$  ;

$$+ \gamma_{tb} = \frac{10.4 \times 20 + 10.8 \times 10.2 + 7.4 \times 10.3 + 4 \times 10.4}{32.6} = 13.37 \text{ kN / m}^3$$

$$+ c_{II} = 9.4 \text{ kN/m}^2 ;$$

+ Mũi cọc tại lớp đất thứ 4 có  $\varphi = 16^{\circ}30'$   $\Rightarrow A = 0.3945, B = 2.300, C = 4.841;$

$$R^{tc} = \frac{1.1 \times 1.2}{1} (0.3945 \times 8.45 \times 10.5 + 2.3 \times 32.6 \times 13.37 + 4.84 \times 9.4) = 1425 \text{ kN / m}^2$$

Ứng suất dưới đáy khối móng quy ước:

$$p_{tb}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} = \frac{44802}{74.78} = 600 \text{ kN / m}^2$$

$$p_{max}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} + \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} + \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} = 600 + \frac{454}{110} + \frac{22}{105} = 604 \text{ kN / m}^2$$

$$p_{min}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} - \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} - \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} = 600 - \frac{454}{110} - \frac{22}{105} = 596 \text{ kN / m}^2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} p_{tb}^{tc} = 600 \text{ KN / m}^2 < R^{tc} = 1425 \text{ KN / m}^2 \\ p_{max}^{tc} = 604 \text{ KN / m}^2 < 1.2R^{tc} = 1710 \text{ KN / m}^2 \\ p_{min}^{tc} = 596 \text{ KN / m}^2 > 0 \end{cases}$$

Vậy điều kiện đất nền được thỏa mãn.

Do đó lớp đất dưới đáy móng có thể coi là làm việc đàn hồi và có thể tính toán được độ lún của nền theo quan niệm nền biến dạng tuyến tính. Trường hợp này nền từ chân cọc trở xuống có chiều dày tương đối lớn, đáy của khối qui ước có diện tích bé nên ta dùng mô hình nền là bán không gian biến dạng tuyến tính và tính toán độ lún của nền theo phương pháp cộng lún từng lớp.

### 9.9.5. Kiểm tra độ lún cho khối móng quy ước

Độ lún của móng cọc được xem như độ lún của khối móng quy ước

**Bảng 9.25** – Trọng lượng bản thân theo chiều dày lớp đất

Lớp đất	Bề dày $h_i$	$\gamma$	Ứng suất bản thân $\sigma_{bt}$
	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
1	12	20	240
2	9.5	10.2	110.16
3	7.4	10.4	76.96
4	4	10.5	21
$\sum \sigma_{bt}^i$			448.12

- Ứng suất gây lún tại đáy khối móng quy ước

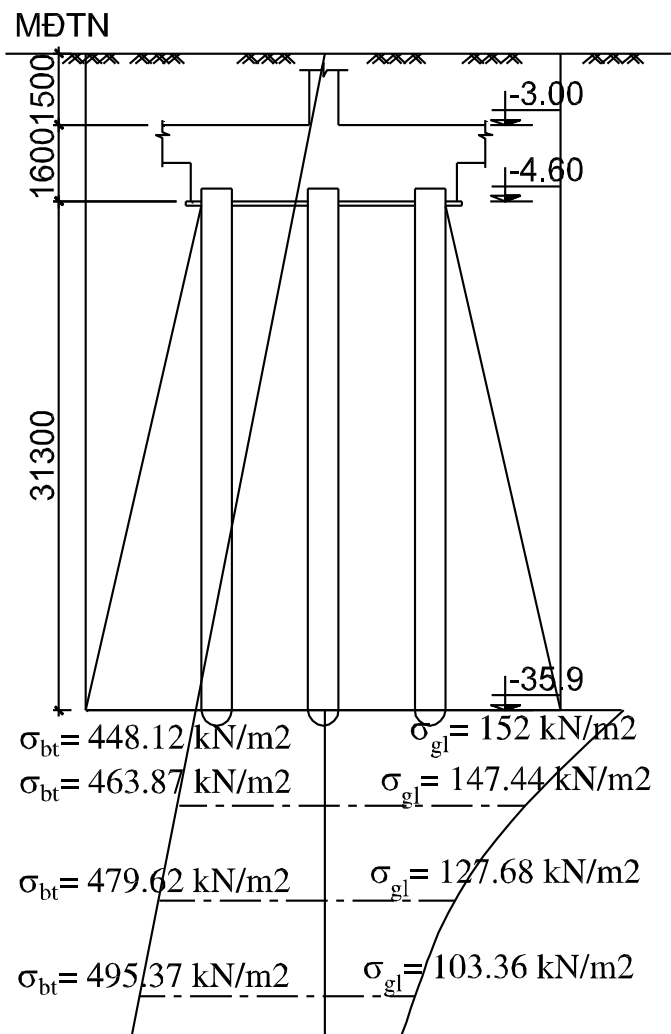
$$\sigma_{z=0}^{gl} = p_{tb}^{tc} - \sigma^{bt} = 600 - 448 = 152 \text{ kN/m}^2$$

Chia đất nền dưới đáy khối móng quy ước thành các lớp bằng nhau và bằng

$$h_i \leq \frac{B_{qu}}{5} = \frac{8.45}{5} = 1.69 \text{ m} \Rightarrow \text{chọn } h_i = 1.5 \text{ m.}$$

Xét 1 điểm thuộc trục qua tâm móng có độ sâu z kể từ đáy móng khối quy ước. Khi đó ứng suất do tải trọng ngoài gây ra được xác định theo công thức:

$$\sigma_{zi}^{gl} = K_0 \cdot \sigma_{z=0}^{gl}$$



**Hình 9.18** – Phân bố ứng suất dưới đáy khối móng quy ước

**Bảng 9.26** – Phân bố ứng suất dưới đáy khối móng quy ước

Điểm	Độ sâu Z (m)	$\frac{L_{qu}}{B_{qu}}$	$\frac{Z}{B_{qu}}$	$K_0$	$\sigma_{zi}^{gl}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{zi}^{bt}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\frac{\sigma_{zi}^{gl}}{\sigma_{zi}^{bt}}$
1	0	1.05	0	1	152	448.12	0.34
2	1.5	1.05	0.18	0.97	147.44	463.87	0.32
3	3	1.05	0.36	0.84	127.68	479.62	0.27
4	4.5	1.05	0.53	0.68	103.36	495.37	0.2

- Độ lún móng khối qui ước

$$S = \sum_{i=1}^4 \frac{0.8}{E} \sigma_{zi}^{gl} \cdot h_i$$

$$S = \frac{0.8 \times 1.5}{12420} \left( \frac{152}{2} + 147.44 + 127.68 + \frac{103.36}{2} \right) = 0.039 \text{ m} = 3.9 \text{ cm}$$

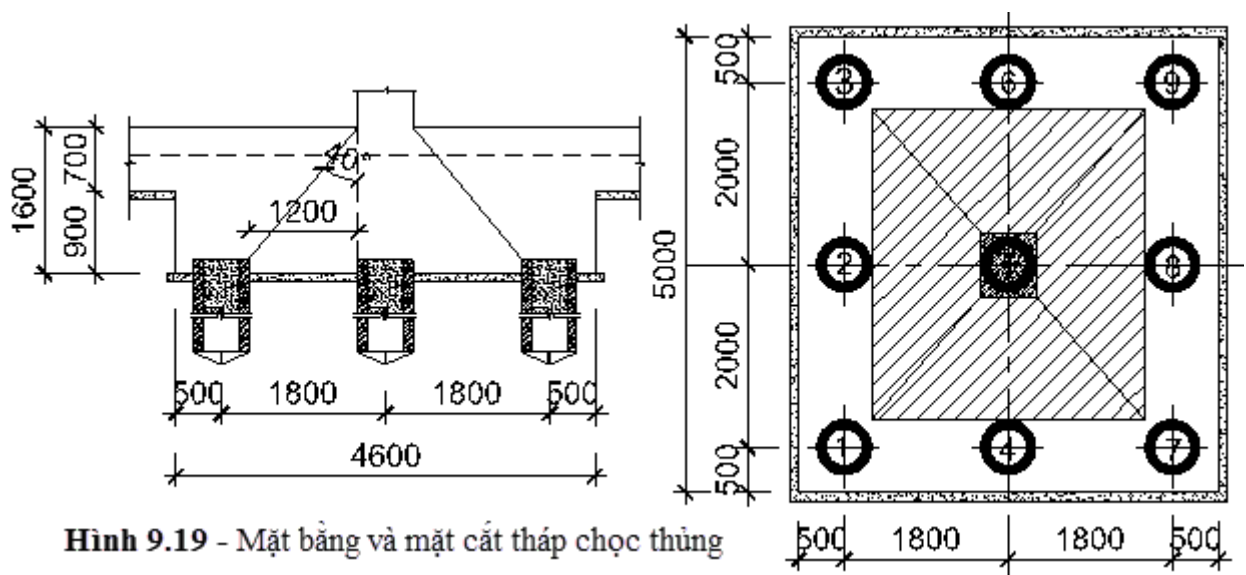
⇒ Như vậy là độ lún dự báo của móng thỏa mãn điều kiện cho phép

$$S = 3.9 \text{ cm} < [S] = 8 \text{ cm}$$

### 9.9.6. Kiểm tra chọc thủng đài cọc

Chọn a = 15 cm, chiều cao làm việc của đài h<sub>0</sub> = 1.6 – 0.15 = 1.45 m

Thiên về an toàn kiểm tra với điều kiện hạn chế tính từ mép cột tới mép hàng cọc ngoài cùng



**Hình 9.19** - Mặt bằng và mặt cắt tháp chọc thủng

Điều kiện chọc thủng:

$$P_{xt} \leq P_{cx}$$

$P_{xt}$  - lực xuyên thủng là tổng các lực tác dụng lên đầu cọc ngoài phạm vi tháp xuyên thủng

$$P_{xt} = 8.P_{max}^t = 8 \times 1112 = 8896 \text{ kN}$$

$P_{cx}$  - lực chống xuyên thủng

$$P_{cx} = \alpha R_{bt} u_m h_0$$

**Trong đó:**

$\alpha$  - hệ số, với bê tông nặng  $\alpha = 1$ ;

$R_{bt}$  - cường độ chịu kéo của bê tông, với B40 thì  $R_{bt} = 1.4 \text{ MPa}$ ;

$u_m$  - giá trị trung bình chu vi đáy trên và đáy dưới tháp xuyên thủng

$$u_m = \frac{2 \times (0.7 + 0.6) + 2 \times (3 + 3.1)}{2} = 7.4 \text{ m}$$

$$P_{cx} = 1 \times 1.4 \times 7.4 \times 1.45 \times 10^3 = 15022 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow P_{xt} = 8896 \text{ kN} \leq P_{cx} = 15022 \text{ kN}$$

$\Rightarrow$  Vậy thỏa điều kiện chống xuyên thủng đài cọc.

### 9.9.7. Kiểm tra lún lệch giữa các móng

Độ lún lệch giữa móng cột giữa và cột biên

$$\Delta S = \frac{S_2 - S_1}{L} = \frac{5.8 - 3.9}{1000} = 0.0019 < 0.002$$

$\Rightarrow$  Vậy thỏa độ lún lệch cho phép theo TCXD 205:1998

### 9.9.8. Tính thép đài cọc

Xem đài là bản consol một đầu ngàm vào mép cột, đầu kia tự do, giả thiết đài tuyệt đối cứng.

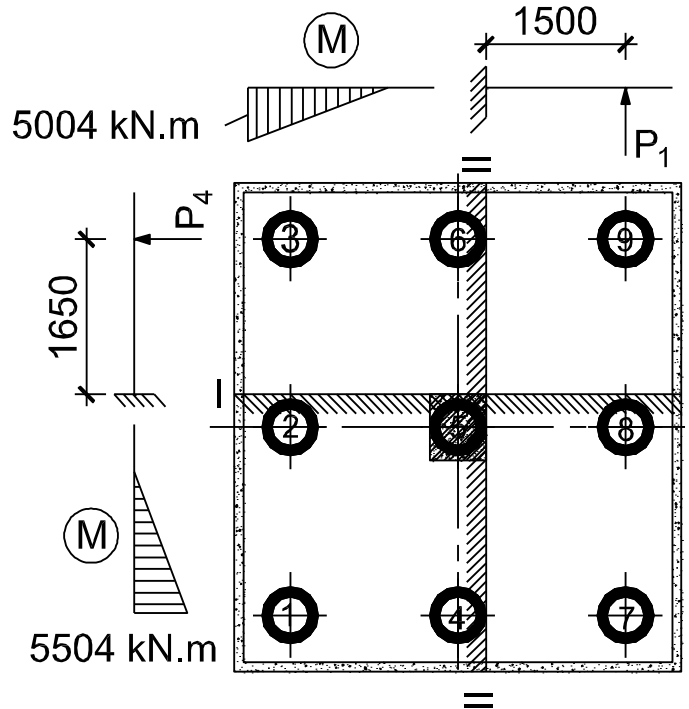
Để an toàn và đơn giản trong việc tính toán sinh viên lấy phản lực lớn để tính thép cho đài cọc.

+ Momen của đài cọc theo phương x-x.

$$M_{I-I} = 1.5 \times 3 \times 1112 = 5004 \text{ kN.m}$$

+ Momen của đài cọc theo phương y-y.

$$M_{II-II} = 1.65 \times 3 \times 1112 = 5504 \text{ kN.m}$$



**Hình 9.19** – Sơ đồ tính thép đài móng

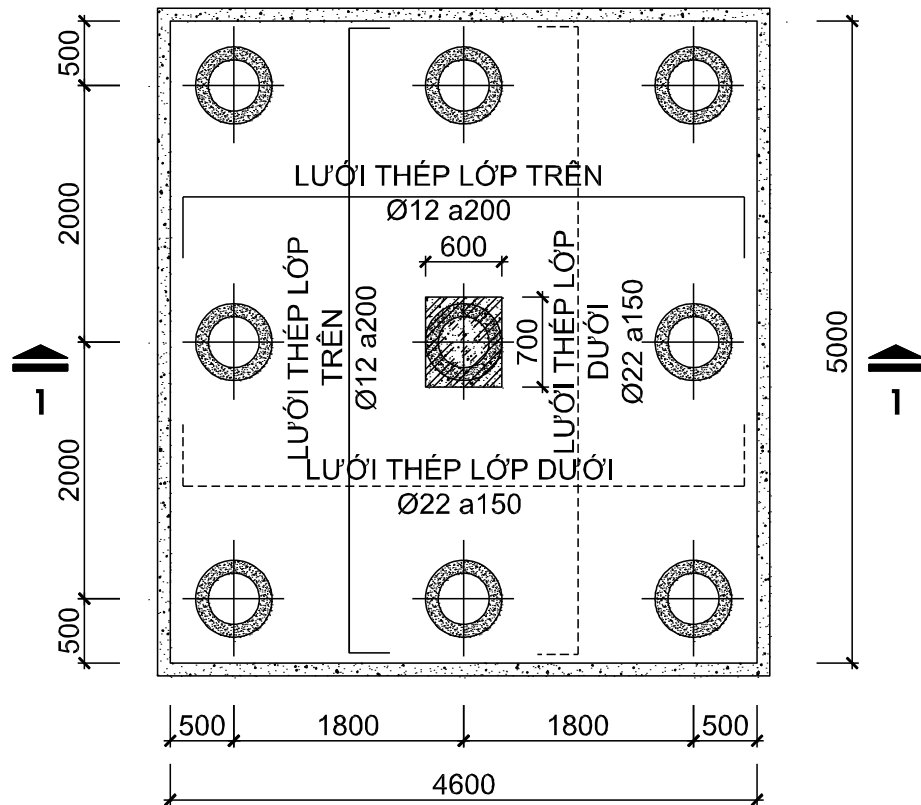
Để an toàn và đơn giản trong việc tính toán sinh viên lấy các cọc phía phản lực lớn để tính thép cho đài cọc.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \quad \gamma = 1 - 0.5\xi \quad A_s = \frac{M}{R_s \gamma h_0}$$

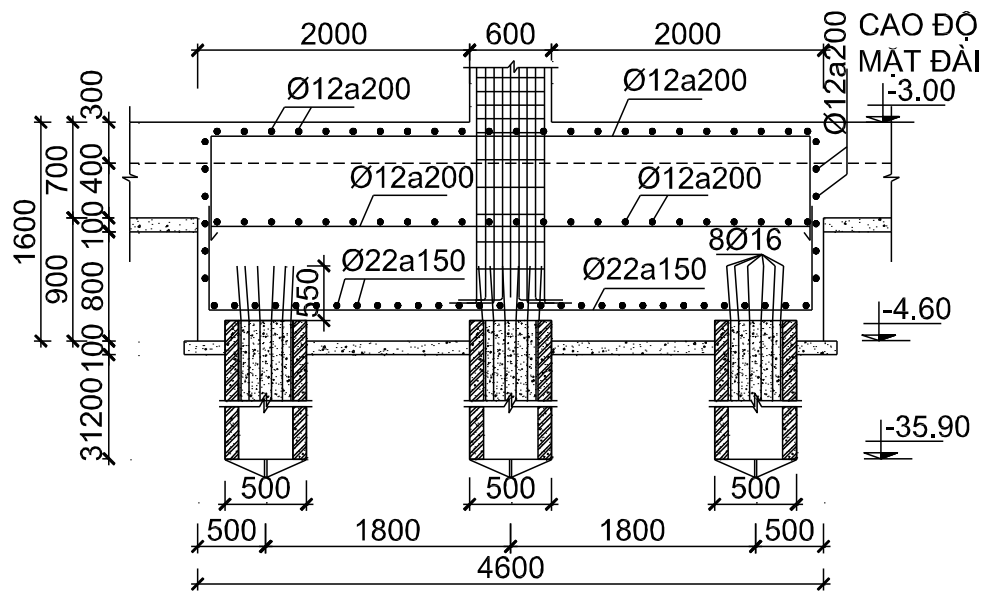
**Bảng 9.27** – Tính toán thép đài móng

	M (kNm)	$\alpha_m$	$\xi$	$\gamma$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Chọn thép	$A_s$ chọn (cm <sup>2</sup> )
<b>I-I</b>	5004	0.0022	0.022	0.990	96	φ22a150	125
<b>II-II</b>	5504	0.0026	0.026	0.987	105	φ22a150	118

Chọn φ12a200 đặt cấu tạo lớp trên



Hình 9.20 – Mặt bằng bố trí thép



Hình 9.21 – Mặt cắt 1-1

## 9.10. TÍNH TOÁN MÓNG CỘT BIÊN M3

### 9.10.1. Sơ bộ số cọc và bố trí cọc trong đài

$$n_c = 1.4 \times \frac{7525}{1300} = 8.10 \text{ cọc}$$

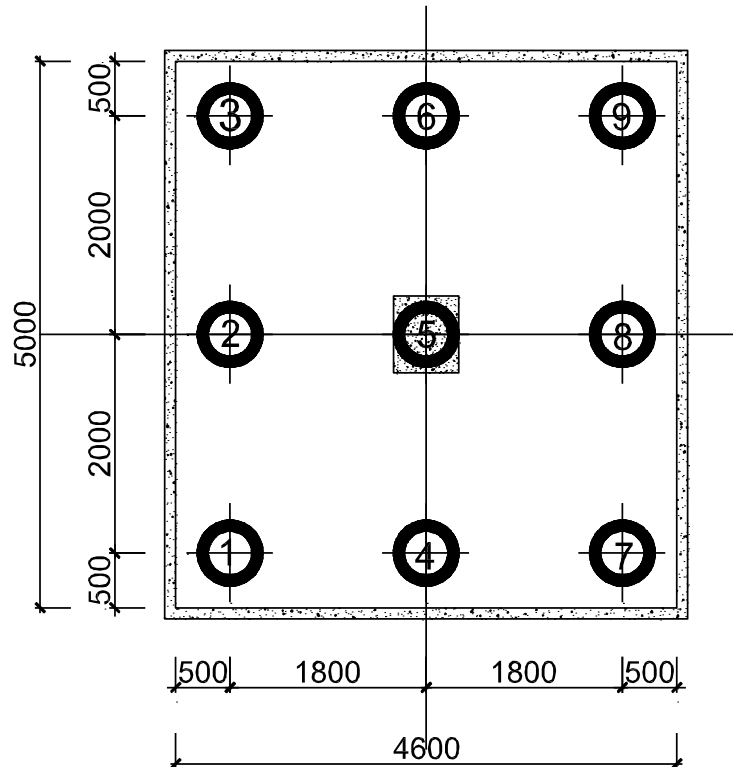
Vậy chọn  $n_c = 9$  cọc

Khoảng cách giữa các cọc theo phương X là  $3d = 1500$  mm.

Khoảng cách giữa các cọc theo phương Y là  $4d = 2000$  mm.

Khoảng cách giữa mép cọc tới mép ngoài của đài chọn là  $d/2 = 250$ mm

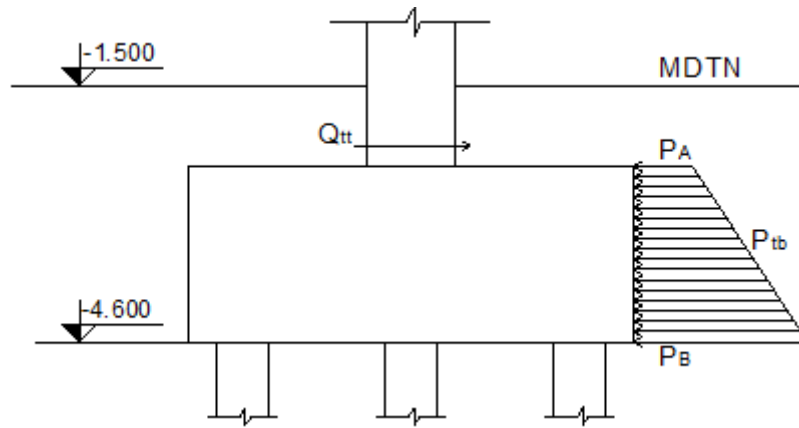
Mặt bằng bố trí cọc như hình:



**Hình 9.22** – Mặt bằng bố trí cọc móng biên M3



**9.10.2. Kiểm tra lực cắt**



**Hình 9.23** – Sơ đồ kiểm tra lực cắt

$$P_A = \gamma \cdot h \cdot (1 - \sin \varphi) \cdot h_d \cdot b_d = 20 \times 1.5 \times (1 - \sin 11^\circ 25') \times 1.6 \times 7 = 269.49 \text{ kN}$$

$$P_B = \gamma \cdot h \cdot (1 - \sin \varphi) = 20 \times 3.1 \times (1 - \sin 11^\circ 25') \times 1.6 \times 7 = 557 \text{ kN}$$

$$P_{tb} = \frac{P_A + P_B}{2} = \frac{269 + 557}{2} = 413 \text{ kN} > Q_{\max} = 213.22 \text{ kN}$$

⇒ Thỏa điều kiện cân bằng áp lực ngang nên có thể tính toán móng với giả thiết lực ngang do lớp đất trên đáy đài tiếp nhận hoàn toàn và lúc đó các cọc chỉ chịu kéo, nén.

**9.10.3. Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc**

$$\sum N^t = N_o^t + N_d = 7025.49 + 1971 = 8996 \text{ kN}$$

$$\sum M_x^t = -880 \text{ kN.m}; \sum M_y^t = -2.29 \text{ kN.m}$$

**Bảng 9.28** – Kiểm tra phản lực đầu cọc

Cọc	$x_i$	$y_i$	$x_i^2$	$y_i^2$	$\sum x_i^2$	$\sum y_i^2$	P
1	-1.8	-2	3.24	4.00	19.44	24.00	<b>1198.05</b>
2	-1.8	0	3.24	0.00			1124.71
3	-1.8	2	3.24	4.00			1051.38
4	0	-2	0.00	4.00			1197.83
5	0	0	0.00	0.00			1124.50
6	0	2	0.00	4.00			1051.17
7	1.8	-2	3.24	4.00			1197.62
8	1.8	0	3.24	0.00			1124.29
9	1.8	2	3.24	4.00			<b>1050.95</b>

$$\Rightarrow \begin{cases} P_{\max} + TLBT_{\text{cọc}} = 1198 + 1.1 \times 25 \times 0.11 \times 31.3 = 1145 < Q_a^{\text{TK}} = 1300 \text{ kN} \\ P_{\min} = 1051 \text{ kN} > 0 \end{cases}$$

⇒ **Kết luận:**

- + Tải trọng truyền xuống cọc đảm bảo không vượt quá sức chịu tải cho phép của cọc.
- + Không có cọc nào trong móng chịu nhỏ.

**9.10.4. Kiểm tra áp lực đất dưới đáy khối móng quy ước**

$$N_{qu}^{tc} = 6370 + 38226 = 44596 \text{ kN} ; \sum M_{xqu}^{tc} = -765 \text{ kN.m}; \sum M_{yqu}^{tc} = -1.99 \text{ kN.m}$$

$$R^{tc} = \frac{1.1 \times 1.2}{1} (0.3945 \times 10.25 \times 10.5 + 2.3 \times 32.6 \times 13.37 + 4.84 \times 9.4) = 1439 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Ứng suất dưới đáy khối móng quy ước:

$$p_{tb}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} = \frac{44596}{74.78} = 597 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$p_{max}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} + \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} + \frac{M_{ytc}^{tc}}{W_y} = 597 + \frac{765}{110} + \frac{1.99}{105} = 604 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$p_{min}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} - \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} - \frac{M_{ytc}^{tc}}{W_y} = 597 - \frac{765}{110} - \frac{1.99}{105} = 590 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} p_{tb}^{tc} = 597 \text{ kN} / \text{m}^2 < R^{tc} = 1439 \text{ kN} / \text{m}^2 \\ p_{max}^{tc} = 604 \text{ kN} / \text{m}^2 < 1.2R^{tc} = 1727 \text{ kN} / \text{m}^2 \\ p_{min}^{tc} = 590 \text{ kN} / \text{m}^2 > 0 \end{cases}$$

Vậy điều kiện đất nền được thỏa mãn.

Do đó lớp đất dưới đáy móng có thể coi là làm việc đàn hồi và có thể tính toán được độ lún của nền theo quan niệm nền biến dạng tuyến tính.

**9.10.5. Kiểm tra độ lún cho khối móng quy ước**

**Bảng 9.29** – Trọng lượng bản thân theo chiều dày lớp đất

Lớp đất	Bề dày (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Ứng suất BT $\sigma_{bt}$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	12	20	240
2	9.5	10.2	110.16
3	7.4	10.4	76.96
4	4	10.5	21
			448.12

**Bảng 9.30** – Phân bố ứng suất dưới đáy khối móng quy ước

Điểm	Độ sâu Z (m)	$\frac{L_{qu}}{B_{qu}}$	$\frac{Z}{B_{qu}}$	$K_0$	$\sigma_{zi}^{gl}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{zi}^{bt}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\frac{\sigma_{zi}^{gl}}{\sigma_{zi}^{bt}}$
1	0	1.05	0	1	149	448.12	0.33
2	1.5	1.05	0.18	0.97	144.53	463.87	0.31
3	3	1.05	0.36	0.84	125.16	479.62	0.26
4	4.5	1.05	0.53	0.68	101.32	495.37	0.2

$$S = \frac{0.8 \times 1.5}{12420} \left( \frac{149}{2} + 144.53 + 125.16 + \frac{101.32}{2} \right) = 0.038 \text{ m} = 3.8 \text{ cm}$$

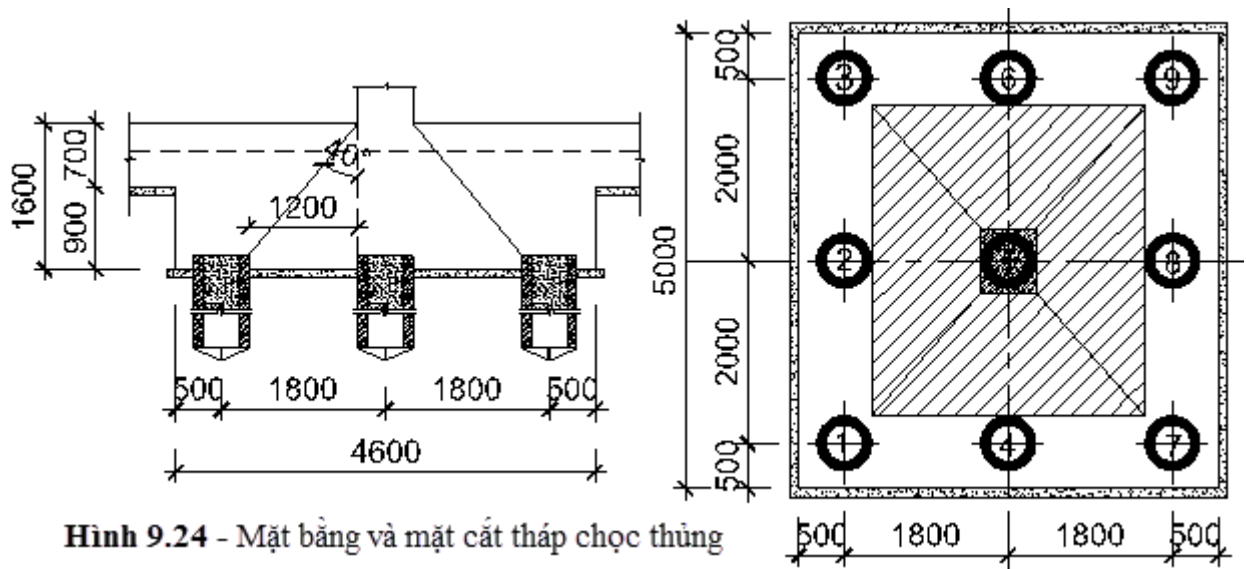
$$S = 3.8 \text{ cm} < [S] = 8 \text{ cm}$$

⇒ Như vậy là độ lún dự báo của móng thỏa mãn điều kiện cho phép

**9.10.6. Kiểm tra chọc thủng đài cọc**

Chọn a = 15 cm, chiều cao làm việc của đài h<sub>0</sub> = 1.6 – 0.15 = 1.45 m

Thiên về an toàn kiểm tra với điều kiện hạn chế tính từ mép cột tới mép hàng cọc ngoài cùng



**Hình 9.24** - Mặt bằng và mặt cắt tháp chọc thủng

$$P_{xt} = 8 \cdot P_{tt}^{max} = 8 \cdot 1198 = 9584 \text{ kN}$$

$$P_{cx} = 1 \times 1.4 \times 7.4 \times 1.45 \times 10^3 = 15022 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow P_{xt} = 9584\text{kN} < P_{cx} = 15022\text{kN}$$

⇒ Vậy thỏa điều kiện chống xuyên thủng đài cọc.

**9.10.7. Kiểm tra lún lệch giữa các móng**

Độ lún lệch giữa móng M3 và móng M2

$$\Delta S = \frac{S_2 - S_1}{L} = \frac{3.9 - 3.8}{1000} = 0.0001 < 0.002$$

⇒ Vậy thỏa độ lún lệch cho phép theo TCXD 205:1998

**9.10.8. Tính thép đài cọc**

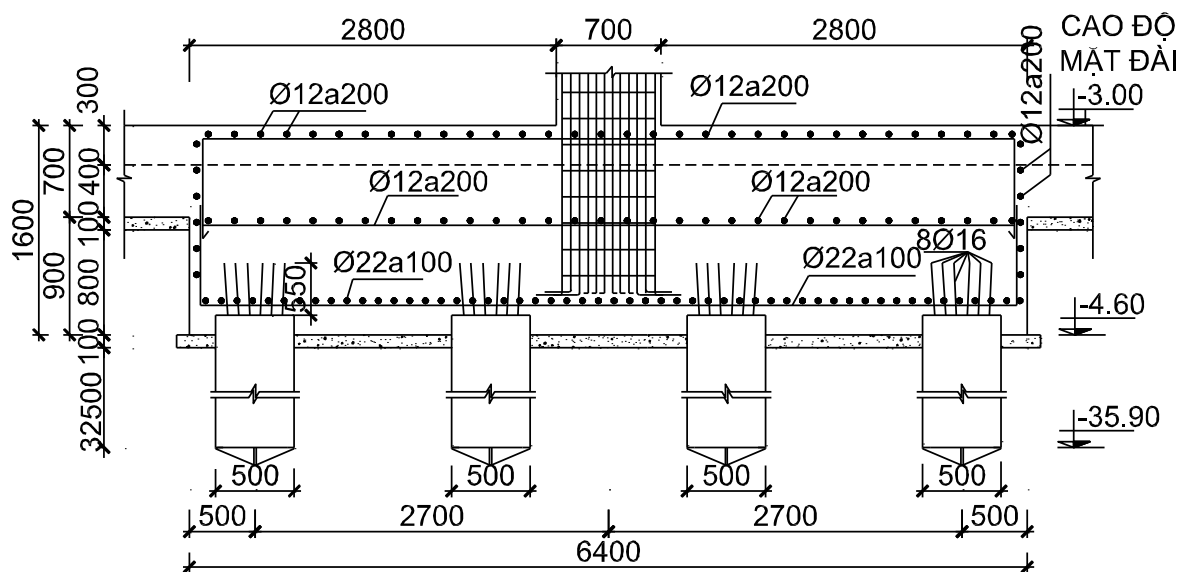
Để an toàn và đơn giản trong việc tính toán sinh viên lấy các cọc phía phản lực lớn để tính thép cho đài cọc.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \quad \gamma = 1 - 0.5\xi \quad A_s = \frac{M}{R_s \gamma h_0}$$

**Bảng 9.31** – Tính toán thép đài móng

	M (kNm)	$\alpha_m$	$\xi$	$\gamma$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Chọn thép	$A_s$ chọn (cm <sup>2</sup> )
I-I	5391	0.0017	0.017	0.992	103	φ22a150	125
II-II	5930	0.02	0.02	0.989	113	φ22a150	118

Chọn φ12a200 đặt cấu tạo lớp trên



**Hình 9.24** – Bố trí thép móng M3

## 9.11. TÍNH TOÁN MÓNG CỘT BIÊN M4

### 9.11.1. Sơ bộ số cọc và bố trí cọc trong đài

$$n_c = 1.4 \times \frac{7806}{1300} = 8.41 \text{ cọc}$$

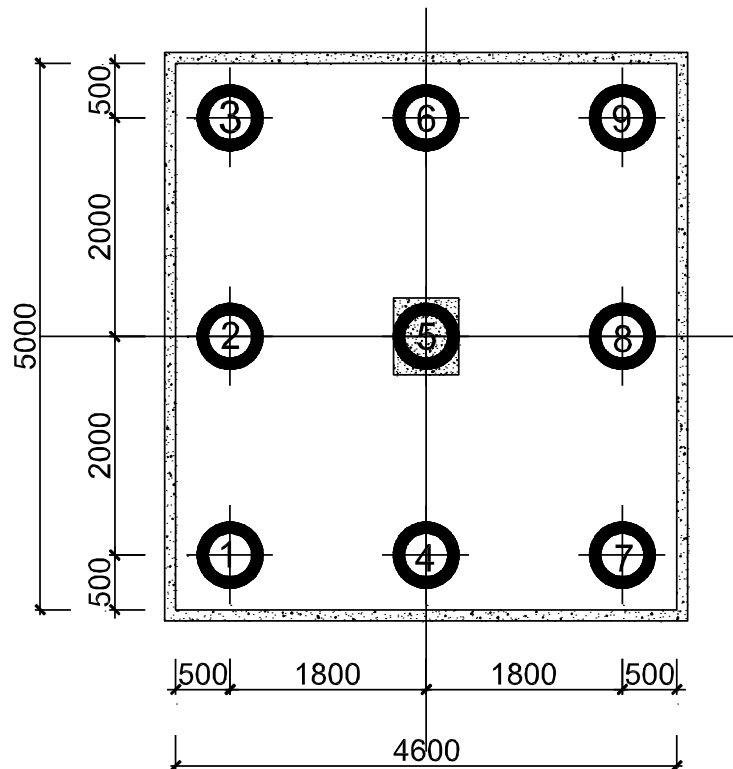
Vậy chọn  $n_c = 9$  cọc

Khoảng cách giữa các cọc theo phương X là  $3d = 1500$  mm.

Khoảng cách giữa các cọc theo phương Y là  $4d = 2000$  mm.

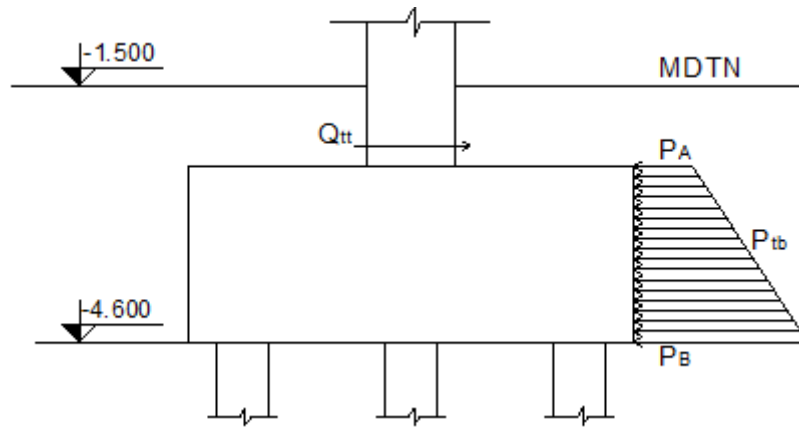
Khoảng cách giữa mép cọc tới mép ngoài của đài chọn là  $d/2 = 250$ mm

Mặt bằng bố trí cọc như hình:



**Hình 9.25** – Mặt bằng bố trí cọc

**9.11.2. Kiểm tra lực cắt**



**Hình 9.26** – Sơ đồ kiểm tra lực cắt

$$P_A = \gamma \cdot h \cdot (1 - \sin \varphi) \cdot h_d \cdot b_d = 20 \times 1.5 \times (1 - \sin 11^\circ 25') \times 1.6 \times 7 = 269.49 \text{ kN}$$

$$P_B = \gamma \cdot h \cdot (1 - \sin \varphi) = 20 \times 3.1 \times (1 - \sin 11^\circ 25') \times 1.6 \times 7 = 557 \text{ kN}$$

$$P_{tb} = \frac{P_A + P_B}{2} = \frac{269 + 557}{2} = 413 \text{ kN} > Q_{\max} = 237.78 \text{ kN}$$

⇒ Thỏa điều kiện cân bằng áp lực ngang nên có thể tính toán móng với giả thiết lực ngang do lớp đất trên đáy đài tiếp nhận hoàn toàn và lúc đó các cọc chỉ chịu kéo, nén.

**9.11.3. Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc**

$$\sum N^t = N_o^t + N_d = 7806 + 1971 = 8777 \text{ kN}$$

$$\sum M_x^t = -3.64 \text{ kN.m}; \sum M_y^t = 454 \text{ kN.m}$$

**Bảng 9.32** – Kiểm tra phản lực đầu cọc

Cọc	$x_i$	$y_i$	$x_i^2$	$y_i^2$	$\sum x_i^2$	$\sum y_i^2$	<b>P</b>
1	-1.8	-2	3.24	4.00	19.44	24.00	1055.39
2	-1.8	0	3.24	0.00			1055.09
3	-1.8	2	3.24	4.00			<b>1054.78</b>
4	0	-2	0.00	4.00			1097.43
5	0	0	0.00	0.00			1097.13
6	0	2	0.00	4.00			1096.82
7	1.8	-2	3.24	4.00			<b>1139.47</b>
8	1.8	0	3.24	0.00			1139.16
9	1.8	2	3.24	4.00			1138.86

$$\Rightarrow \begin{cases} P_{\max} + TLBT_{\text{coc}} = 1139 + 1.1 \times 25 \times 0.11 \times 31.3 = 1234 < Q_a^{\text{TK}} = 1300 \text{ kN} \\ P_{\min} = 1055 \text{ kN} > 0 \end{cases}$$

⇒ **Kết luận:**

- + Tải trọng truyền xuống cọc đảm bảo không vượt quá sức chịu tải cho phép của cọc.
- + Không có cọc nào trong móng chịu nhỏ.

**9.11.4. Kiểm tra áp lực đất dưới đáy khối móng quy ước**

$$N_{qu}^{tc} = 6788 + 38226 = 45014 \text{ kN}$$

$$\sum M_{xqu}^{tc} = -3.16 \text{ kN.m}; \sum M_{yqu}^{tc} = 395 \text{ kN.m}$$

$$R^{tc} = \frac{1.1 \times 1.2}{1} (0.3945 \times 10.25 \times 10.5 + 2.3 \times 32.6 \times 13.37 + 4.84 \times 9.4) = 1439 \text{ kN / m}^2$$

Ứng suất dưới đáy khối móng quy ước:

$$p_{tb}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} = \frac{45014}{74.78} = 602 \text{ kN / m}^2$$

$$p_{max}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} + \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} + \frac{M_{ytc}^{tc}}{W_y} = 602 + \frac{3.16}{110} + \frac{395}{105} = 606 \text{ kN / m}^2$$

$$p_{min}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} - \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} - \frac{M_{ytc}^{tc}}{W_y} = 602 - \frac{3.16}{110} - \frac{395}{105} = 598 \text{ kN / m}^2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} p_{tb}^{tc} = 602 \text{ kN / m}^2 < R^{tc} = 1439 \text{ kN / m}^2 \\ p_{max}^{tc} = 606 \text{ kN / m}^2 < 1.2R^{tc} = 1727 \text{ kN / m}^2 \\ p_{min}^{tc} = 598 \text{ kN / m}^2 > 0 \end{cases}$$

Vậy điều kiện đất nền được thoả mãn.

Do đó lớp đất dưới đáy móng có thể coi là làm việc đàn hồi và có thể tính toán được độ lún của nền theo quan niệm nền biến dạng tuyến tính.

**9.11.5. Kiểm tra độ lún cho khối móng quy ước**

**Bảng 9.33** – Trọng lượng bản thân theo chiều dày lớp đất

Lớp đất	Bề dày (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Ứng suất BT $\sigma_{bt}$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	12	20	240
2	9.5	10.2	110.16
3	7.4	10.4	76.96
4	4	10.5	21
$\sum \sigma_{bt}$			448.12

**Bảng 9.34** – Phân bố ứng suất dưới đáy khối móng quy ước

Điểm	Độ sâu Z (m)	$\frac{L_{qu}}{B_{qu}}$	$\frac{Z}{B_{qu}}$	$K_0$	$\sigma_{zi}^{gl}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{zi}^{bt}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\frac{\sigma_{zi}^{gl}}{\sigma_{zi}^{bt}}$
1	0	1.05	0	1	154	448.12	0.34
2	1.5	1.05	0.18	0.97	149.38	463.87	0.32
3	3	1.05	0.36	0.84	129.36	479.62	0.27
4	4.5	1.05	0.53	0.68	104.72	495.37	0.2

$$S = \frac{0.8 \times 1.5}{12420} \left( \frac{154}{2} + 149.38 + 129.36 + \frac{104.72}{2} \right) = 0.039 \text{ m} = 3.9 \text{ cm}$$

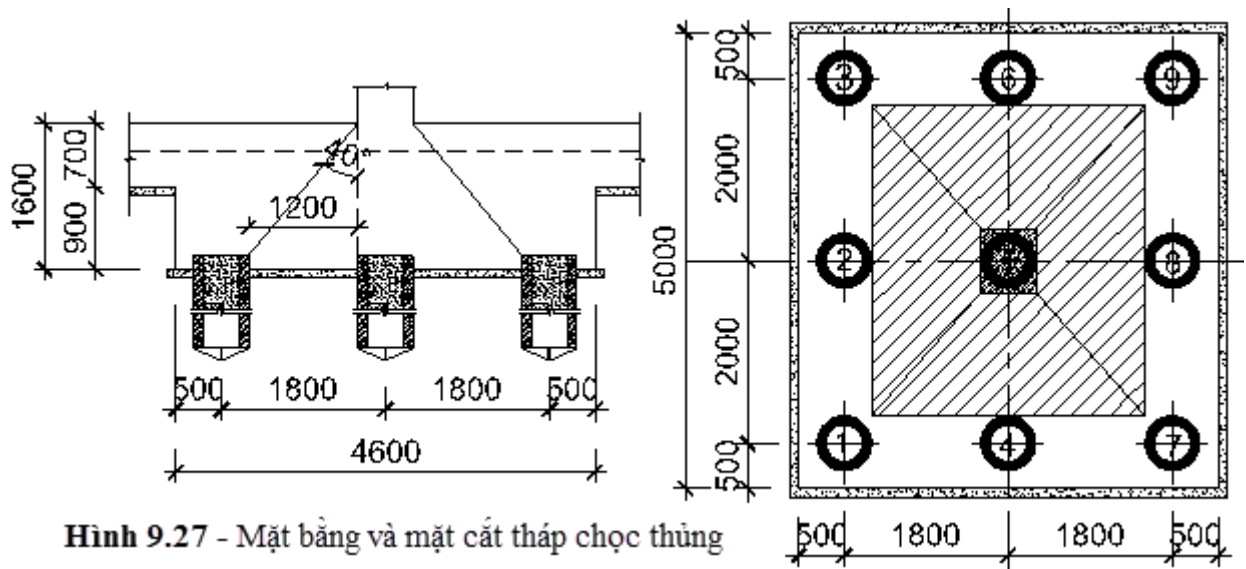
$$S = 3.9 \text{ cm} < [S] = 8 \text{ cm}$$

⇒ Như vậy là độ lún dự báo của móng thỏa mãn điều kiện cho phép

**9.11.6. Kiểm tra chọc thủng đài cọc**

Chọn a = 15 cm, chiều cao làm việc của đài h<sub>0</sub> = 1.6 – 0.15 = 1.45 m

Thiên về an toàn kiểm tra với điều kiện hạn chế tính từ mép cột tới mép hàng cọc ngoài cùng



**Hình 9.27** - Mặt bằng và mặt cắt tháp chọc thủng

$$P_{xt} = 8 \cdot P_{tt}^{max} = 8 \cdot 1139 = 9112 \text{ kN}$$

$$P_{cx} = 1 \times 1.4 \times 7.4 \times 1.45 \times 10^3 = 15022 \text{ kN}$$



$$\Rightarrow P_{xt} = 9112\text{kN} < P_{cx} = 15022\text{kN}$$

⇒ Vậy thỏa điều kiện chống xuyên thủng đài cọc.

**9.11.7. Kiểm tra lún lệch giữa các móng**

Độ lún lệch giữa móng M4 và móng M1

$$\Delta S = \frac{S_2 - S_1}{L} = \frac{5.8 - 3.9}{1000} = 0.0019 < 0.002$$

⇒ Vậy thỏa độ lún lệch cho phép theo TCXD 205:1998

**9.11.8. Tính thép đài cọc**

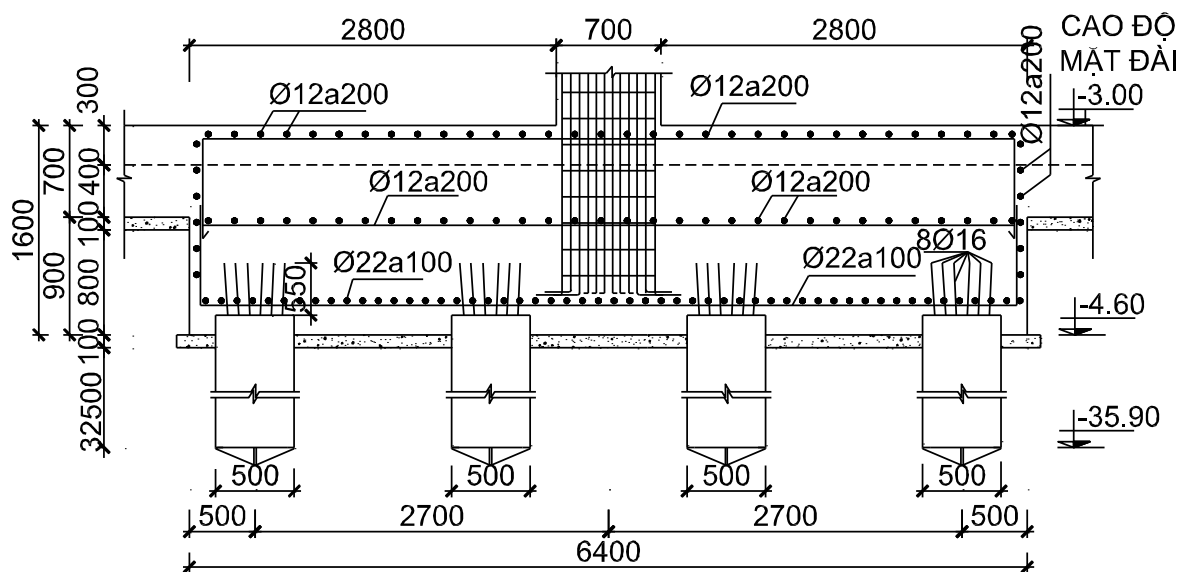
Để an toàn và đơn giản trong việc tính toán sinh viên lấy các cọc phía phản lực lớn để tính thép cho đài cọc.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \quad \gamma = 1 - 0.5\xi \quad A_s = \frac{M}{R_s \gamma h_0}$$

**Bảng 9.35** – Tính toán thép đài móng

	M (kNm)	$\alpha_m$	$\xi$	$\gamma$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Chọn thép	$A_s$ chọn (cm <sup>2</sup> )
I-I	5123	0.016	0.016	0.992	98	φ22a150	125
II-II	5638	0.019	0.019	0.990	108	φ22a150	118

Chọn φ12a200 đặt cấu tạo lớp trên



**Hình 9.27** – Bố trí thép móng M4

## 9.12. TÍNH TOÁN MÓNG CỘT GÓC M5

### 9.12.1. Sơ bộ số cọc và bố trí cọc trong đài

$$n_c = 1.2 \times \frac{4143.84}{1300} = 3.83 \text{ cọc}$$

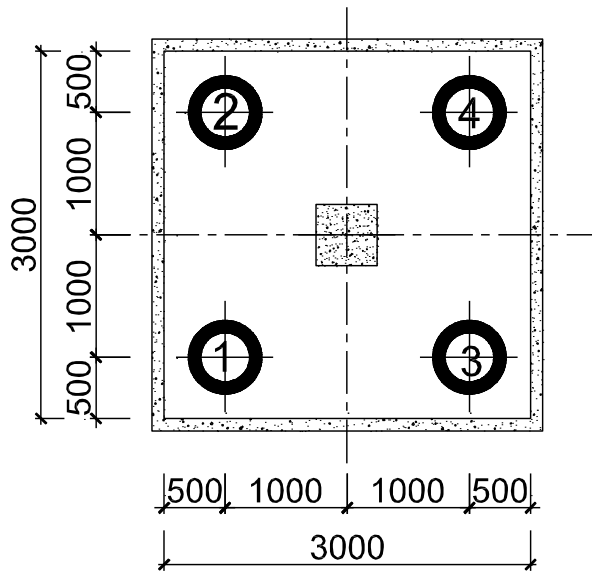
Vậy chọn  $n_c = 4$  cọc

Khoảng cách giữa các cọc theo phương X là  $4d = 2000$  mm.

Khoảng cách giữa các cọc theo phương Y là  $4d = 2000$  mm.

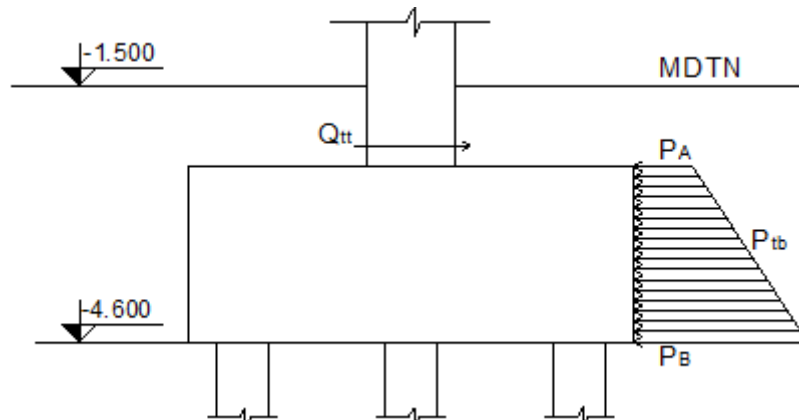
Khoảng cách giữa mép cọc tới mép ngoài của đài chọn là  $d/2 = 250$ mm

Mặt bằng bố trí cọc như hình:



Hình 9.28 – Mặt bằng bố trí cọc

### 9.12.2. Kiểm tra lực cắt



Hình 9.29 – Sơ đồ kiểm tra lực cắt

$$P_A = \gamma \cdot h \cdot (1 - \sin \varphi) \cdot h_d \cdot b_d = 20 \times 1.5 \times (1 - \sin 11^\circ 25') \times 1.6 \times 3 = 115.49 \text{ kN}$$

$$P_A = \gamma \cdot h \cdot (1 - \sin \varphi) \cdot h_d \cdot b_d = 20 \times 3.1 \times (1 - \sin 11^\circ 25') \times 1.6 \times 3 = 238.69 \text{ kN}$$

$$P_{tb} = \frac{P_A + P_B}{2} = \frac{115.49 + 238.69}{2} = 117.09 \text{ kN} > Q_{\max} = 63.73 \text{ kN}$$

⇒ Thỏa điều kiện cân bằng áp lực ngang nên có thể tính toán móng với giả thiết lực ngang do lớp đất trên đáy đài tiếp nhận hoàn toàn và lúc đó các cọc chỉ chịu kéo, nén.

**9.12.3. Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc**

$$\sum N^t = N_o^t + N_d = 4143.84 + 396 = 4539 \text{ kN}$$

$$\sum M_x^t = -381.43 \text{ kN} ; \sum M_y^t = 352.33 \text{ kN}$$

**Bảng 9.36 – Kiểm tra phản lực đầu cọc**

Cọc	$x_i$	$y_i$	$x_i^2$	$y_i^2$	$\sum x_i^2$	$\sum y_i^2$	P
1	-1	-1	1	1	4	4	1042.92
2	-1	1	1	1			951.34
3	1	-1	1	1			<b>1048.17</b>
4	1	1	1	1			1027.45

$$\Rightarrow \begin{cases} P_{\max} + TLBT_{cọc} = 1048.17 + 1.1 \times 25 \times 0.11 \times 32 = 1145 < Q_a^{TK} = 1300 \text{ kN} \\ P_{\min} = 951 \text{ kN} > 0 \end{cases}$$

⇒ **Kết luận:**

+ Tải trọng truyền xuống cọc đảm bảo không vượt quá sức chịu tải cho phép của cọc.

+ Không có cọc nào trong móng chịu nhỏ.

**9.12.4. Kiểm tra áp lực đất dưới đáy khối móng quy ước**

$$N_{qu}^{tc} = 3603 + 22884 = 26487 \text{ kN}$$

$$\sum M_{xqu}^{tc} = -331.68 \text{ kN.m}; \sum M_{yqu}^{tc} = 306.37 \text{ kN.m}$$

$$R^{tc} = \frac{1.1 \times 1.2}{1} (0.3945 \times 6.7 \times 6.7 + 2.3 \times 31.3 \times 13.37 + 4.84 \times 9.4) = 1354 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Ứng suất dưới đáy khối móng quy ước:

$$p_{tb}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} = \frac{22884}{44.89} = 510 \text{ kN / m}^2$$

$$p_{max}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} + \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} + \frac{M_{ytc}^{tc}}{W_y} = 510 + \frac{331.61}{50.13} + \frac{306.37}{50.13} = 523 \text{ kN / m}^2$$

$$p_{min}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} - \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} - \frac{M_{ytc}^{tc}}{W_y} = 510 - \frac{331.61}{50.13} - \frac{306.37}{50.13} = 497 \text{ kN / m}^2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} p_{tb}^{tc} = 510 \text{ kN / m}^2 < R^{tc} = 1354 \text{ kN / m}^2 \\ p_{max}^{tc} = 523 \text{ kN / m}^2 < 1.2R^{tc} = 1625 \text{ kN / m}^2 \\ p_{min}^{tc} = 497 \text{ kN / m}^2 > 0 \end{cases}$$

Vậy điều kiện đất nền được thỏa mãn.

Do đó lớp đất dưới đáy móng có thể coi là làm việc đàn hồi và có thể tính toán được độ lún của nền theo quan niệm nền biến dạng tuyến tính.

**9.12.5. Kiểm tra độ lún cho khối móng quy ước**

**Bảng 9.37** – Trọng lượng bản thân theo chiều dày lớp đất

Lớp đất	Bề dày (m)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	Ứng suất BT σ <sub>bt</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
1	12	20	240
2	9.5	10.2	110.16
3	7.4	10.4	76.96
4	4	10.5	21
$\sum \sigma_{bt}$			448.12

**Bảng 9.38** – Phân bố ứng suất dưới đáy khối móng quy ước

Điểm	Độ sâu Z (m)	$\frac{L_{qu}}{B_{qu}}$	$\frac{Z}{B_{qu}}$	K <sub>0</sub>	σ <sub>zi</sub> <sup>gl</sup> (kN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>zi</sub> <sup>bt</sup> (kN/m <sup>2</sup> )	$\frac{\sigma_{zi}^{gl}}{\sigma_{zi}^{bt}}$
1	0	1	0	1	62	448.12	0.14
2	1.5	1	0.2	0.96	59.52	463.87	0.13

$$S = \frac{0.8 \times 1.5}{12420} \left( \frac{62 + 59.52}{2} \right) = 0.006 \text{ m} = 0.6 \text{ cm}$$

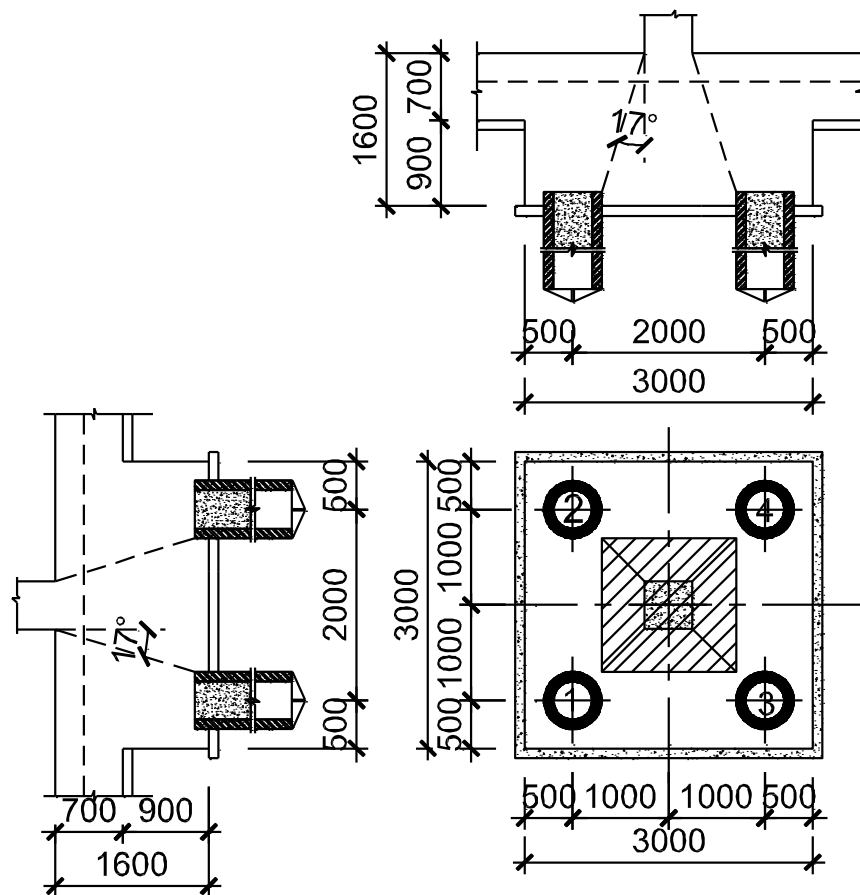
$$S = 0.6 \text{ cm} < [S] = 8 \text{ cm}$$

⇒ Như vậy là độ lún dự báo của móng thoả mãn điều kiện cho phép

**9.12.6. Kiểm tra chọc thủng đài cọc**

Chọn a = 15 cm, chiều cao làm việc của đài h<sub>0</sub> = 1.6 – 0.15 = 1.45 m

Thiên về an toàn kiểm tra với điều kiện hạn chế tính từ mép cột tới mép hàng cọc ngoài cùng



**Hình 9.30** – Mặt bằng và mặt cắt thép chọc thủng

$$P_{xt} = 4.P_{tt}^{max} = 4.1048 = 4192 \text{ kN}$$

$$P_{cx} = 1 \times 1.4 \times 3.77 \times 1.45 \times 10^3 = 7653 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow P_{xt} = 4192 \text{ kN} < P_{cx} = 7653 \text{ kN}$$

⇒ Vậy thoả điều kiện chống xuyên thủng đài cọc.

**9.12.7. Kiểm tra lún lệch giữa các móng**

Độ lún lệch giữa móng M2 và móng M5

$$\Delta S = \frac{S_2 - S_1}{L} = \frac{3.9 - 0.6}{1000} = 0.003 > 0.002$$

⇒ Vậy không thỏa độ lún lệch cho phép theo TCXD 205:1998

⇒ Dùng giải pháp dầm sàn hầm để hạn chế lún lệch

**9.12.8. Tính thép đài cọc**

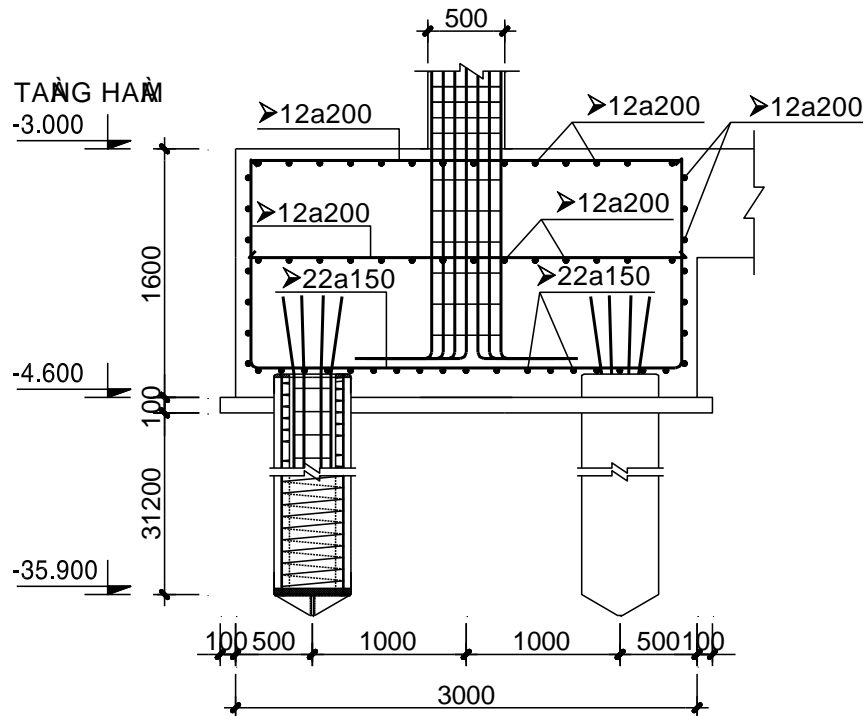
Để an toàn và đơn giản trong việc tính toán sinh viên lấy các cọc phía phản lực lớn để tính thép cho đài cọc.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \quad \gamma = 1 - 0.5\xi \quad A_s = \frac{M}{R_s \gamma h_0}$$

**Bảng 9.39** – Tính toán thép đài móng

	M (kNm)	$\alpha_m$	$\xi$	$\gamma$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Chọn thép	$A_s$ chọn (cm <sup>2</sup> )
<b>I-I</b>	1572	0.011	0.011	0.994	29.88	φ22a150	76
<b>II-II</b>	1572	0.011	0.011	0.994	29.88	φ22a150	76

⇒ Chọn φ12a200 đặt cầu tạo lớp trên



**Hình 9.31** – Bố trí thép móng M5

### 9.13. TÍNH TOÁN MÓNG LỖI THANG M6

#### 9.13.1. Lựa chọn giải pháp móng

Với móng lõi thang sinh viên chọn phương án móng bè trên nền cọc. Do khoảng cách giữa 2 lõi trên mặt bằng khá gần (3m) nên sinh viên thiết kế đài bè chung cho cả 2 lõi, hơn nữa nếu tách riêng ra cũng không đủ không gian bố trí cọc.

Vì thang máy chỉ xuống đến tầng trệt, tầng hầm sử dụng thang bộ nên không cần thiết kế hố pit âm vào đài. Thiết kế mặt đài trùng mặt sàn hầm tại code -3.000m, đáy đài tại code -4.600m. Chiều cao đài 1.6m.

#### 9.13.2. Xác định nội lực dùng để tính toán móng

##### 9.13.2.1. Truyền tải sàn hầm

Do quan niệm ngầm tại mặt sàn hầm và không mô hình sàn hầm vào tính toán khung nên sinh viên truyền tay tải sàn hầm để tính toán cho móng lõi thang

- Tĩnh tải

**Bảng 9.40** – Giá trị tĩnh tải

STT	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tĩnh tải tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	Tĩnh tải tính toán
		(kN/m <sup>3</sup> )	(mm)	(kN/m <sup>2</sup> )		(kN/m <sup>2</sup> )
1	Bản thân kết cấu sàn	25	300	7.50	1.1	8.25
2	<b>Các lớp hoàn thiện sàn và trần</b>					
	- Vữa lát nền + tạo dốc	18	50	0.90	1.3	1.17
	- Lớp chống thấm	10	3	0.03	1.3	0.04
	<b>Tổng tĩnh tải</b>					<b>9.46</b>

- Hoạt tải

**Bảng 9.41** – Giá trị hoạt tải theo TCVN 2727:1995

STT	Tên sàn	Giá trị tiêu chuẩn (kN/m <sup>2</sup> )			Hệ số vượt tải	Hoạt tải tính toán
		Phần dài hạn	Phần ngắn hạn	Toàn phần		(kN/m <sup>2</sup> )
1	Nhà để xe	1.80	3.20	5.00	1.20	6.00

⇒ Tổng tải trọng tính toán sàn hầm:  $q = g + p = 9.46 + 6.00 = 15.46$  (kN / m<sup>2</sup>)

- Truyền tải sàn hầm

**Bảng 9.42** – Truyền tải sàn hầm xuống móng lõi thang

Pier	Diện tích truyền tải	q	k	N
	(m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )		(kN)
3	333	15.46	1.1	5663

**9.13.2.2. Tải trọng tính toán**

Tải trọng tính toán được sử dụng để tính toán nền móng theo TTGH I. Vì 2 lõi công trình nằm quá gần nhau nên sinh viên sẽ thiết kế 1 móng chung cho cả 2 lõi. Do đó, tải trọng tính toán lấy từ Etabs bằng cách gán Pier (P3) chung cho cả 2 lõi.

**Bảng 9.43** – Tổ hợp tải trọng tính toán lõi công trình

Tổ hợp	N	MX	MY	QX	QY
	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)
N <sub>max</sub> , M <sub>x</sub> , M <sub>y</sub> , Q <sub>x</sub> , Q <sub>y</sub>	-84510	-161478	-246349	-2490	-3148
N, M <sub>xmax</sub> , M <sub>y</sub> , Q <sub>x</sub> , Q <sub>y</sub>	-74411	159767	205704	99	3227
N, M <sub>x</sub> , M <sub>y</sub> , Q <sub>x</sub> , Q <sub>y</sub>	-83596	-171011	-254794	-2486	-3148
N, M <sub>x</sub> , M <sub>y</sub> , Q <sub>xmax</sub> , Q <sub>y</sub>	-83670	-161478	-246349	-2490	-3148
N, M <sub>x</sub> , M <sub>y</sub> , Q <sub>x</sub> , Q <sub>y</sub>	-74411	159767	205704	99	3227

**9.13.2.3. Tải trọng tiêu chuẩn**

Tải trọng tiêu chuẩn được sử dụng để tính toán nền móng theo TTGH II. Quy phạm cho phép xác định tải tiêu chuẩn bằng cách chia tải tính toán cho hệ số vượt tải trung bình  $n = 1.15$

**Bảng 9.44** – Tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn lõi công trình

Tổ hợp	N	MX	MY	QX	QY
	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)
N <sub>max</sub> , M <sub>x</sub> , M <sub>y</sub> , Q <sub>x</sub> , Q <sub>y</sub>	-73478	-140416	-214217	-2165	-2737
N, M <sub>xmax</sub> , M <sub>y</sub> , Q <sub>x</sub> , Q <sub>y</sub>	-64705	138928	178873	86	2806
N, M <sub>x</sub> , M <sub>y</sub> , Q <sub>x</sub> , Q <sub>y</sub>	-72692	-148705	-221560	-2162	-2737
N, M <sub>x</sub> , M <sub>y</sub> , Q <sub>xmax</sub> , Q <sub>y</sub>	-72757	-140416	-214217	-2165	-2737
N, M <sub>x</sub> , M <sub>y</sub> , Q <sub>x</sub> , Q <sub>y</sub>	-64705	138928	178873	86	2806



**9.13.3. Cấu tạo cọc và đài cọc****Sử dụng cùng loại cọc với móng khung****9.13.3.1. Đài cọc**

Bê tông cấp độ bền B40 ( $R_b = 22 \text{ MPa}$ )

Cốt thép chịu lực AIII ( $R_s = 365 \text{ MPa}$ )

Cốt thép đai AI ( $R_s = 225 \text{ MPa}$ )

**9.13.3.2. Cọc**

Cọc được chọn là cọc ly tâm, có đường kính  $D = 500 \text{ mm}$

Dự kiến cọc được ngàm vào lớp đất khá tốt (lớp 4) một khoảng 4m (do thiết kế kháng chấn – mục I.6 TCXD 205:1998). Do đó chiều sâu mũi cọc tính từ lớp đất tự nhiên  $1.3 + 12.2 + 9.5 + 7.4 + 4.0 = 34.4\text{m}$ .

⇒ Chọn 2 đoạn cọc 16m

**9.13.4. Sức chịu tải thiết kế của cọc đơn**

$$Q_a^{\text{TK}} = 1300 \text{ kN}$$

**9.13.5. Sơ bộ số cọc và bố trí cọc trong đài**

Xác định sơ bộ số lượng cọc:

$$n_c = \beta \frac{N_{tt}}{Q_a^{\text{TK}}}$$

**Trong đó:**

+  $N_{tt}$  - lực dọc tính toán tại chân cột (ngoại lực tác dụng lên móng);

+  $Q_a^{\text{TK}}$  - sức chịu tải thiết kế của cọc;

+  $\beta$  - hệ số xét đến do moment, chọn  $\beta = 1.2 \div 1.5$

$$n_c = 1.4 \times \frac{84510}{1300} = 91.01 \text{ cọc}$$

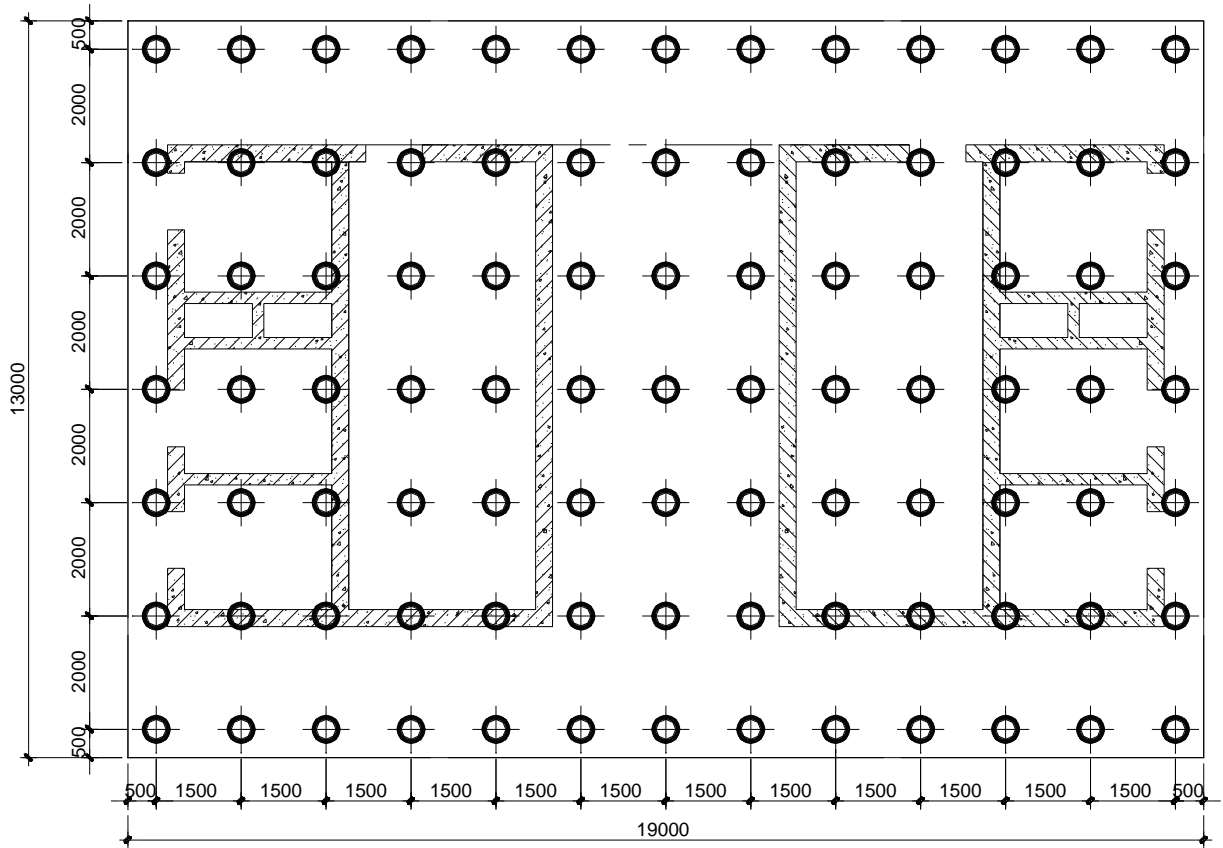
Vậy chọn  $n_c = 91$  cọc

Khoảng cách giữa các cọc theo phương X là  $3d = 1500 \text{ mm}$ .

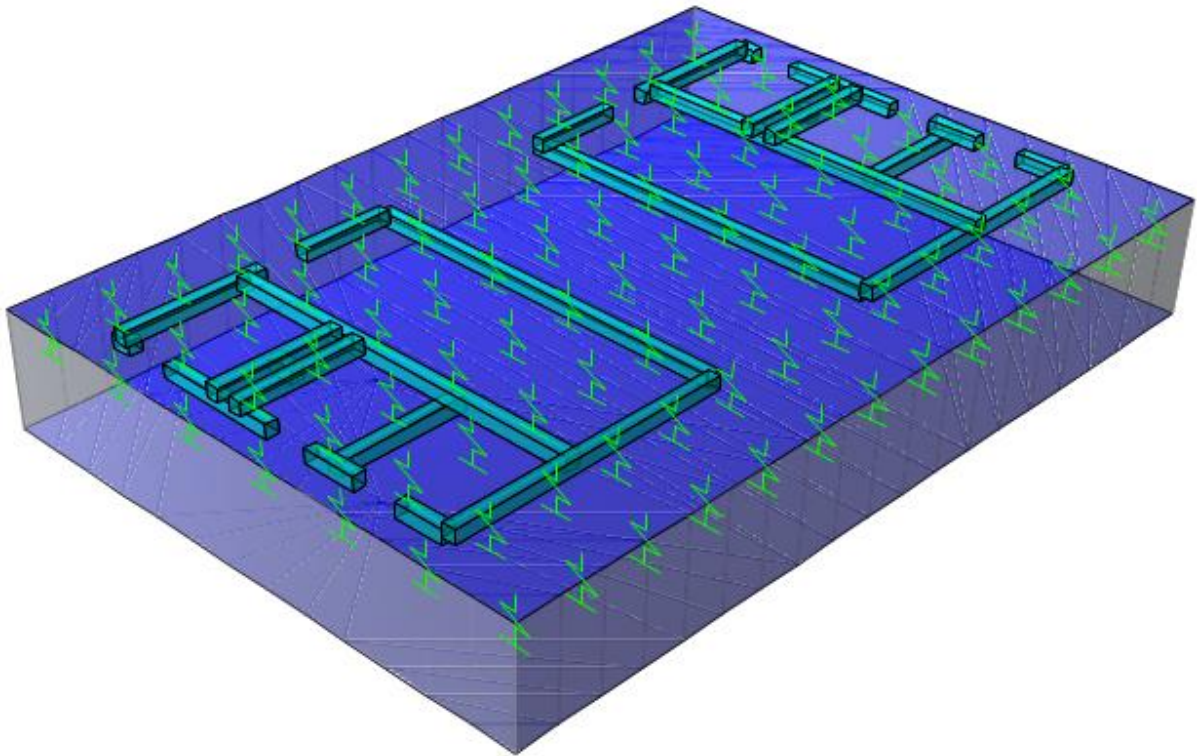
Khoảng cách giữa các cọc theo phương Y là  $4d = 2000 \text{ mm}$ .

Khoảng cách giữa mép cọc tới mép ngoài của đài chọn là  $d/2 = 250\text{mm}$

Mặt bằng bố trí cọc như hình:



Hình 9.32 – Mặt bằng bố trí cọc



Hình 9.33 – Mô hình bè cọc bằng phần mềm safe 12.3.0

**9.13.6. Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc**

**9.13.6.1. Kiểm tra với tổ hợp Nmax và các thành phần tương ứng**

- Dùng phần mềm Safe 12.3.0 mô hình đài móng bè cọc, tải trọng xuất từ Etabs

$$\text{Độ cứng lò xo cọc } K_i = \frac{P_i}{S_i} = \frac{1300}{20} = 65 \text{ kN/mm}$$

*Trong đó:*

Pi – Phản lực đầu cọc thứ i ⇒ thiên về an toàn lấy  $P_i = Q_a^{TK} = 1300\text{kN}$

Si – Độ lún của cọc thứ i (độ lún đàn hồi) thường lấy độ lún đàn hồi của cọc bằng  $(0.4 \div 0.6)$  lần độ lún lâu dài của cọc ⇒ lấy từ kết quả tính lún  $S_i = 0.5 \times 4 = 2\text{cm}$

- Điều kiện kiểm tra: 
$$\begin{cases} P_{\max} + TLBT_{\text{cọc}} \leq [Q_a] \\ P_{\min} \geq 0 \end{cases}$$

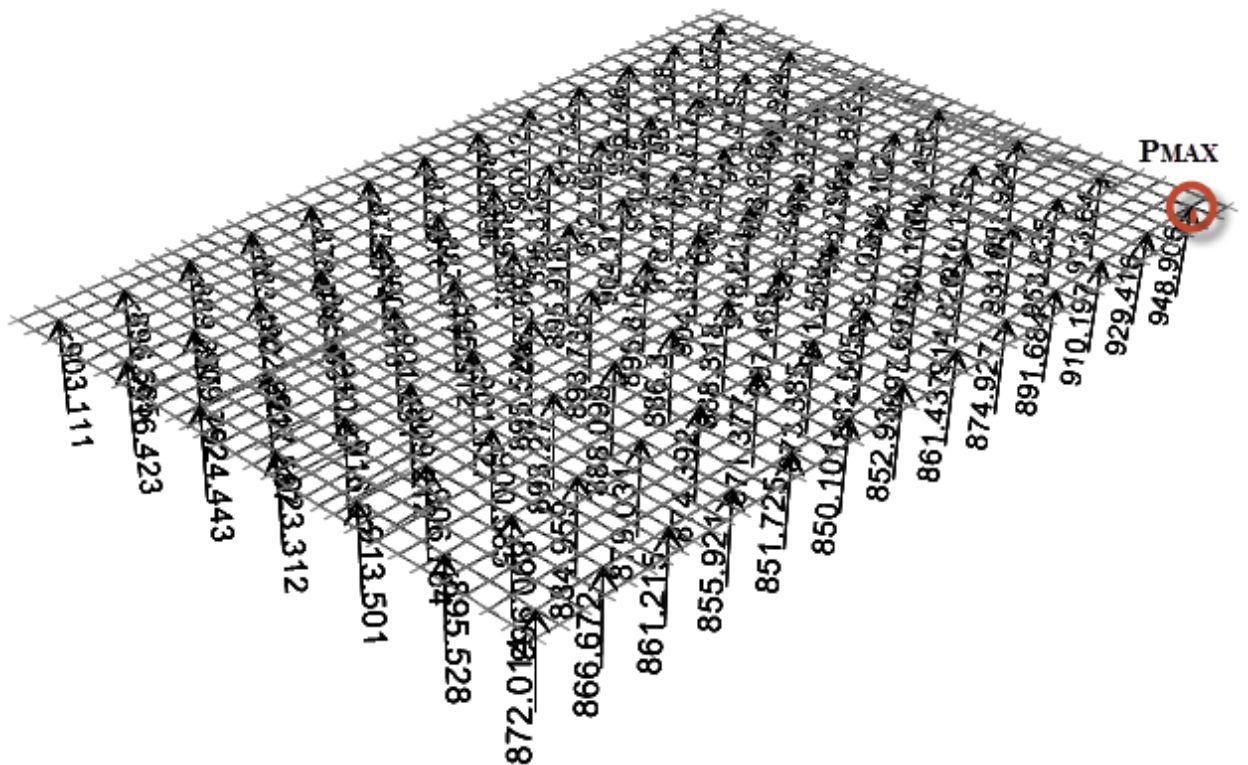
Chiều cao đài được giả thiết ban đầu  $h_d = 1.6 \text{ m}$

**Bảng 9.45 – Phản lực đầu cọc**

Node	Point	OutputCase	CaseType	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Text	Text	Text	Text	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
281	281	COMB12	Combination	0	0	849.69	0	0	0
282	282	COMB12	Combination	0	0	858.237	0	0	0
283	283	COMB12	Combination	0	0	871.449	0	0	0
284	284	COMB12	Combination	0	0	888.219	0	0	0
285	285	COMB12	Combination	0	0	908.801	0	0	0
286	286	COMB12	Combination	0	0	928.485	0	0	0
<b>287</b>	<b>287</b>	<b>COMB12</b>	<b>Combination</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>949.639</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
288	288	COMB12	Combination	0	0	847.739	0	0	0
289	289	COMB12	Combination	0	0	849.446	0	0	0
290	290	COMB12	Combination	0	0	854.764	0	0	0
291	291	COMB12	Combination	0	0	862.436	0	0	0
292	292	COMB12	Combination	0	0	868.941	0	0	0
293	293	COMB12	Combination	0	0	875.811	0	0	0
295	295	COMB12	Combination	0	0	848.633	0	0	0
296	296	COMB12	Combination	0	0	857.128	0	0	0
297	297	COMB12	Combination	0	0	870.365	0	0	0
298	298	COMB12	Combination	0	0	887.173	0	0	0
299	299	COMB12	Combination	0	0	908.111	0	0	0
300	300	COMB12	Combination	0	0	928.499	0	0	0
301	301	COMB12	Combination	0	0	948.835	0	0	0
302	302	COMB12	Combination	0	0	846.801	0	0	0
303	303	COMB12	Combination	0	0	848.655	0	0	0
304	304	COMB12	Combination	0	0	854.138	0	0	0
305	305	COMB12	Combination	0	0	862.371	0	0	0

Node	Point	OutputCase	CaseType	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Text	Text	Text	Text	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
306	306	COMB12	Combination	0	0	869.219	0	0	0
307	307	COMB12	Combination	0	0	875.724	0	0	0
308	308	COMB12	Combination	0	0	841.27	0	0	0
309	309	COMB12	Combination	0	0	849.706	0	0	0
310	310	COMB12	Combination	0	0	863.295	0	0	0
311	311	COMB12	Combination	0	0	879.846	0	0	0
312	312	COMB12	Combination	0	0	899.308	0	0	0
313	313	COMB12	Combination	0	0	918.691	0	0	0
314	314	COMB12	Combination	0	0	939.118	0	0	0
315	315	COMB12	Combination	0	0	839.613	0	0	0
316	316	COMB12	Combination	0	0	841.988	0	0	0
317	317	COMB12	Combination	0	0	847.125	0	0	0
318	318	COMB12	Combination	0	0	854.124	0	0	0
319	319	COMB12	Combination	0	0	860.601	0	0	0
320	320	COMB12	Combination	0	0	866.931	0	0	0
321	321	COMB12	Combination	0	0	829.296	0	0	0
322	322	COMB12	Combination	0	0	837.239	0	0	0
323	323	COMB12	Combination	0	0	850.193	0	0	0
324	324	COMB12	Combination	0	0	866.436	0	0	0
325	325	COMB12	Combination	0	0	884.786	0	0	0
326	326	COMB12	Combination	0	0	904.057	0	0	0
327	327	COMB12	Combination	0	0	923.467	0	0	0
328	328	COMB12	Combination	0	0	827.134	0	0	0
329	329	COMB12	Combination	0	0	829.387	0	0	0
330	330	COMB12	Combination	0	0	834.253	0	0	0
331	331	COMB12	Combination	0	0	840.558	0	0	0
332	332	COMB12	Combination	0	0	847.029	0	0	0
333	333	COMB12	Combination	0	0	853.145	0	0	0
360	360	COMB12	Combination	0	0	843.706	0	0	0
361	361	COMB12	Combination	0	0	852.366	0	0	0
362	362	COMB12	Combination	0	0	865.701	0	0	0
363	363	COMB12	Combination	0	0	882.209	0	0	0
364	364	COMB12	Combination	0	0	902.185	0	0	0
365	365	COMB12	Combination	0	0	921.118	0	0	0
366	366	COMB12	Combination	0	0	941.754	0	0	0
367	367	COMB12	Combination	0	0	841.812	0	0	0
368	368	COMB12	Combination	0	0	843.527	0	0	0
369	369	COMB12	Combination	0	0	848.436	0	0	0
370	370	COMB12	Combination	0	0	855.376	0	0	0
371	371	COMB12	Combination	0	0	861.233	0	0	0
372	372	COMB12	Combination	0	0	867.621	0	0	0
373	373	COMB12	Combination	0	0	830.641	0	0	0
374	374	COMB12	Combination	0	0	839.276	0	0	0
375	375	COMB12	Combination	0	0	853.664	0	0	0
376	376	COMB12	Combination	0	0	869.876	0	0	0

Node	Point	OutputCase	CaseType	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Text	Text	Text	Text	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
377	377	COMB12	Combination	0	0	888.594	0	0	0
378	378	COMB12	Combination	0	0	906.788	0	0	0
379	379	COMB12	Combination	0	0	925.527	0	0	0
380	380	COMB12	Combination	0	0	828.753	0	0	0
381	381	COMB12	Combination	0	0	831.622	0	0	0
382	382	COMB12	Combination	0	0	836.023	0	0	0
383	383	COMB12	Combination	0	0	841.644	0	0	0
385	385	COMB12	Combination	0	0	851.654	0	0	0
386	386	COMB12	Combination	0	0	812.323	0	0	0
387	387	COMB12	Combination	0	0	820.378	0	0	0
388	388	COMB12	Combination	0	0	833.152	0	0	0
389	389	COMB12	Combination	0	0	849.016	0	0	0
390	390	COMB12	Combination	0	0	866.537	0	0	0
391	391	COMB12	Combination	0	0	884.722	0	0	0
392	392	COMB12	Combination	0	0	903.163	0	0	0
393	393	COMB12	Combination	0	0	809.65	0	0	0
394	394	COMB12	Combination	0	0	811.196	0	0	0
395	395	COMB12	Combination	0	0	815.175	0	0	0
396	396	COMB12	Combination	0	0	820.192	0	0	0
397	397	COMB12	Combination	0	0	825.359	0	0	0
398	398	COMB12	Combination	0	0	830.419	0	0	0



Hình 9.34 – Kiểm tra phản lực đầu cọc bằng phần mềm Safe 12.3.0



$$\Rightarrow \begin{cases} p_{\max} + \text{TLBTcoc} = 949 + 1.1 \times 25 \times 0.11 \times 30.3 = 1040 < Q_a^{\text{TK}} = 1300 \text{ kN} \\ p_{\min} = 1058 \text{ kN} > 0 \end{cases}$$

$\Rightarrow$  **Kết luận:**

- + Tải trọng truyền xuống cọc đảm bảo không vượt quá sức chịu tải cho phép của cọc.
- + Không có cọc nào trong móng chịu nhỏ.

### 9.13.6.2. Kiểm tra cọc làm việc nhóm

- Hệ số nhóm

$$\eta = 1 - \theta \left[ \frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - n_1)n_1}{90n_1n_2} \right] = 1 - 14^\circ \left[ \frac{6.13 + 12.7}{90 \cdot 7.6} \right] = 0.82$$

**Trong đó:**

$$\theta \text{ (deg)} = \arctg \frac{d}{s} = \arctg \frac{500}{2000} = 14^\circ$$

$$n_1 = 7 \text{ (hàng)}; n_2 = 13 \text{ (cọc/hàng)}$$

- Sức chịu tải của nhóm cọc

$$Q_{a(\text{nhóm})} = \eta Q_a^{\text{TK}} = 0.82 \times 1300 = 1066 \text{ (kN)} > p_{\max} + \text{TLBTcoc} = 1040 \text{ (kN)}$$

### 9.13.6.3. Kiểm tra áp lực đất dưới đáy khối móng quy ước

Góc ma sát trung bình của các lớp đất theo chiều dài cọc

$$\alpha = \frac{\varphi_{\text{tb}}}{4} = \frac{10.4 \times 11^\circ 25' + 10.8 \times 13^\circ 15' + 7.4 \times 15^\circ 20' + 4 \times 16^\circ 30'}{4(10.4 + 10.8 + 7.4 + 4)} = 3^\circ 23'$$

- Diện tích khối móng quy ước được tính theo công thức:

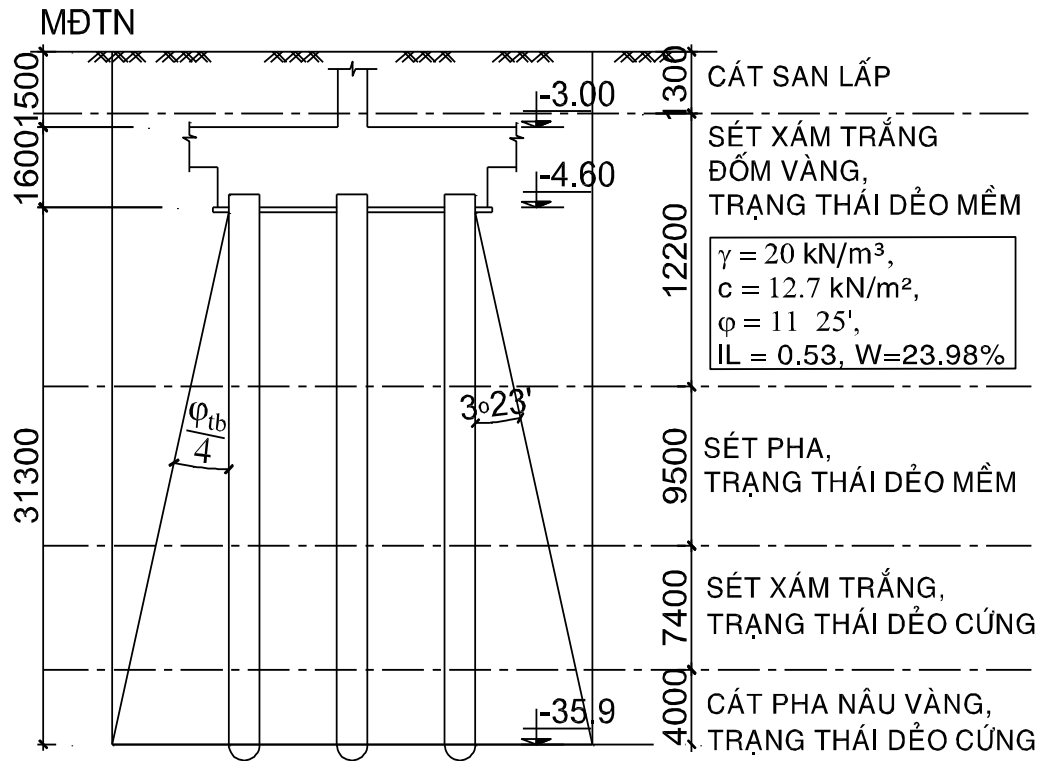
$$F_{\text{qu}} = L_{\text{qu}} \cdot B_{\text{qu}}$$

**Trong đó:**

$$B_{\text{qu}} = 13 + 2 \times 30.3 \times \tan(3^\circ 23') = 16.58 \text{ m}$$

$$L_{\text{qu}} = 19 + 2 \times 30.3 \times \tan(3^\circ 23') = 22.58 \text{ m}$$

$$A_{\text{qu}} = 16.58 \times 22.58 = 374.38 \text{ m}^2$$



**Hình 9.35** – Kích thước khối móng quy ước

- Trọng lượng khối móng quy ước

Khối lượng đất trong móng quy ước:

$$G_1 = A_{qu} \cdot \sum \gamma_i \cdot h_i = 374.38 \times 499 = 186816 \text{ kN}$$

Khối lượng đất bị cọc và đài chiếm chỗ:

$$G_2 = n \cdot A_p \sum \gamma_i \cdot h_i + V_{dai} \cdot \gamma = 91 \times 0.11 \times 499 + 374.38 \times 2.6 \times 20 = 24463 \text{ kN}$$

Khối lượng cọc và đài bê tông

$$G_3 = n \cdot A_p \cdot L_c \cdot \gamma_{bt} + A_d \gamma_{bt} = 91 \times 0.11 \times 30.3 \times 25 + 374.83 \times 2.6 \times 25 = 31947 \text{ kN}$$

Trọng lượng khối móng quy ước:

$$G = G_1 - G_2 + G_3 = 186816 - 24463 + 31947 = 194300 \text{ kN}$$

- Kiểm tra điều kiện làm việc đàn hồi của khối móng quy ước

Tải trọng quy về đáy khối móng quy ước

$$N_{qu}^{tc} = 84510 + 194300 = 278810 \text{ kN}$$

$$\sum M_{xqu}^{tc} = 161478 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{yqu}^{tc} = 246349 \text{ kN.m}$$

Momen chống uốn của móng khối quy ước

$$W_x = \frac{B_{qu} L_{qu}^2}{6} = \frac{16.58 \times 22.58^2}{6} = 1409 \text{ m}^3$$

$$W_y = \frac{L_{qu} B_{qu}^2}{6} = \frac{22.58 \times 16.58^2}{6} = 1035 \text{ m}^3$$

Cường độ tiêu chuẩn của đất dưới đáy đài

$$R^{tc} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (A \cdot b \cdot \gamma + B \cdot h \cdot \gamma_{tb} + D \cdot c_{II})$$

**Trong đó:**

+  $k_{tc}$  - hệ số độ tin cậy,  $k_{tc} = 1$  vì các chỉ tiêu cơ lý đất lấy theo số liệu thí nghiệm trực tiếp đối với đất;

+  $m_1 = 1,1$ ;  $m_2 = 1,2$  ;

+  $\gamma = 10.5 \text{ kN/m}^3$  ;

$$+ \gamma_{tb} = \frac{10.4 \times 20 + 10.8 \times 10.2 + 7.4 \times 10.3 + 4 \times 10.4}{32.6} = 13.37 \text{ kN / m}^3$$

+  $c_{II} = 9.4 \text{ kN/m}^2$  ;

+ Mũi cọc tại lớp đất thứ 4 có  $\varphi = 16^\circ 30'$   $\Rightarrow A = 0.3945$ ,  $B = 2.300$ ,  $C = 4.841$ ;

$$R^{tc} = \frac{1.1 \times 1.2}{1} (0.3945 \times 10.25 \times 10.5 + 2.3 \times 32.6 \times 13.37 + 4.84 \times 9.4) = 1439 \text{ kN / m}^2$$

Ứng suất dưới đáy khối móng quy ước:

$$p_{tb}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} = \frac{278800}{374.38} = 745 \text{ kN / m}^2$$

$$p_{max}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} + \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} + \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} = 745 + \frac{161478}{1409} + \frac{246349}{1035} = 1098 \text{ kN / m}^2$$

$$p_{min}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} - \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} - \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} = 745 - \frac{161478}{1409} - \frac{246349}{1035} = 392 \text{ kN / m}^2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} p_{tb}^{tc} = 745 \text{ kN / m}^2 < R^{tc} = 1439 \text{ kN / m}^2 \\ p_{max}^{tc} = 1098 \text{ kN / m}^2 < 1.2R^{tc} = 1727 \text{ kN / m}^2 \\ p_{min}^{tc} = 392 \text{ kN / m}^2 > 0 \end{cases}$$

Vậy điều kiện đất nền được thoả mãn.



Do đó lớp đất dưới đáy móng có thể coi là làm việc đàn hồi và có thể tính toán được độ lún của nền theo quan niệm nền biến dạng tuyến tính.

### 9.13.7. Kiểm tra độ lún cho khối móng quy ước

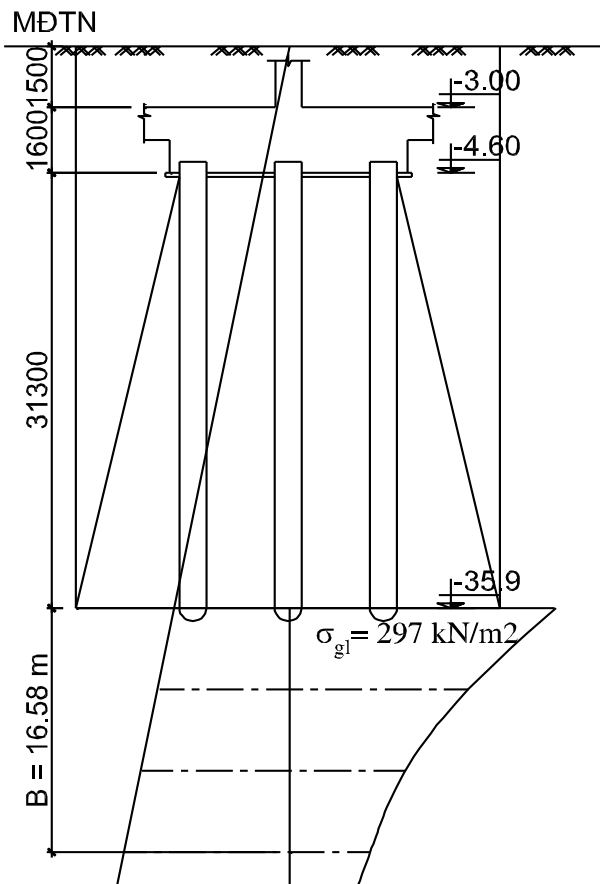
Độ lún của móng cọc được xem như độ lún của khối móng quy ước

**Bảng 9.46** – Trọng lượng bản thân theo chiều dày lớp đất

Lớp đất	Bề dày $h_i$	$\gamma$	Ứng suất bản thân $\sigma^{bt}$
	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
1	12	20	240
2	10.8	10.2	110.16
3	7.4	10.4	76.96
4	4	10.5	21
$\sum \sigma_{bt}$			448.12

- Ứng suất gây lún tại đáy khối móng quy ước

$$\sigma_{z=0}^{gl} = p_{tb}^{tc} - \sigma^{bt} = 745 - 448 = 297 \text{ kN/m}^2$$



**Hình 9.36** – Phân bố ứng suất dưới đáy khối móng quy ước

- Độ lún móng bè cọc (mục H.4.2 – TCXD 205:1998)

$$S = \frac{0.12pB}{E} = \frac{0.12 \times 297 \times 16.58}{13893} = 0.04 \text{ m} = 4 \text{ cm}$$

**Trong đó:**

p – Áp lực trung bình lên nền ở đáy đài

B – chiều rộng hoặc đường kính móng

E – Môđun biến dạng trung bình của lớp chịu nén dưới mặt mũi cọc với chiều dày bằng B:

$$E = \frac{1}{B} [E_1 h_1 k_1 + E_2 h_2 k_2 + \dots + E_i (B - \sum h_i - 1) k_i]$$

$$= \frac{1}{16.58} [12420 \times 0.3 \times 1 + 13920 \times 16.28 \times 0.4] = 13893 \text{ kN / m}^2$$

**Trong đó:**

$E_1, E_2, E_i$  – Môđun biến dạng của lớp 1, 2 và lớp i

$$\Rightarrow E_1 = 12420 \text{ kN/m}^2, E_2 = 13920 \text{ kN/m}^2$$

$h_1, h_2, h_i$  – Chiều dày của lớp 1, 2 và lớp i  $\Rightarrow h_1 = 0.3 \text{ m}, h_2 = 16.28 \text{ m}$

$k_1, k_2, k_i$  – Hệ số kể đến độ sâu của lớp lấy theo bảng H.1 tùy theo độ sâu đáy lớp

Tra bảng H.1 – TCXD 205:1998  $\Rightarrow k_1 = 1; k_2 = 0.4$

$\Rightarrow$  Độ lún tổng cộng  $S = 4 \text{ cm} < [S] = 8 \text{ cm}$ , đảm bảo độ lún cho phép

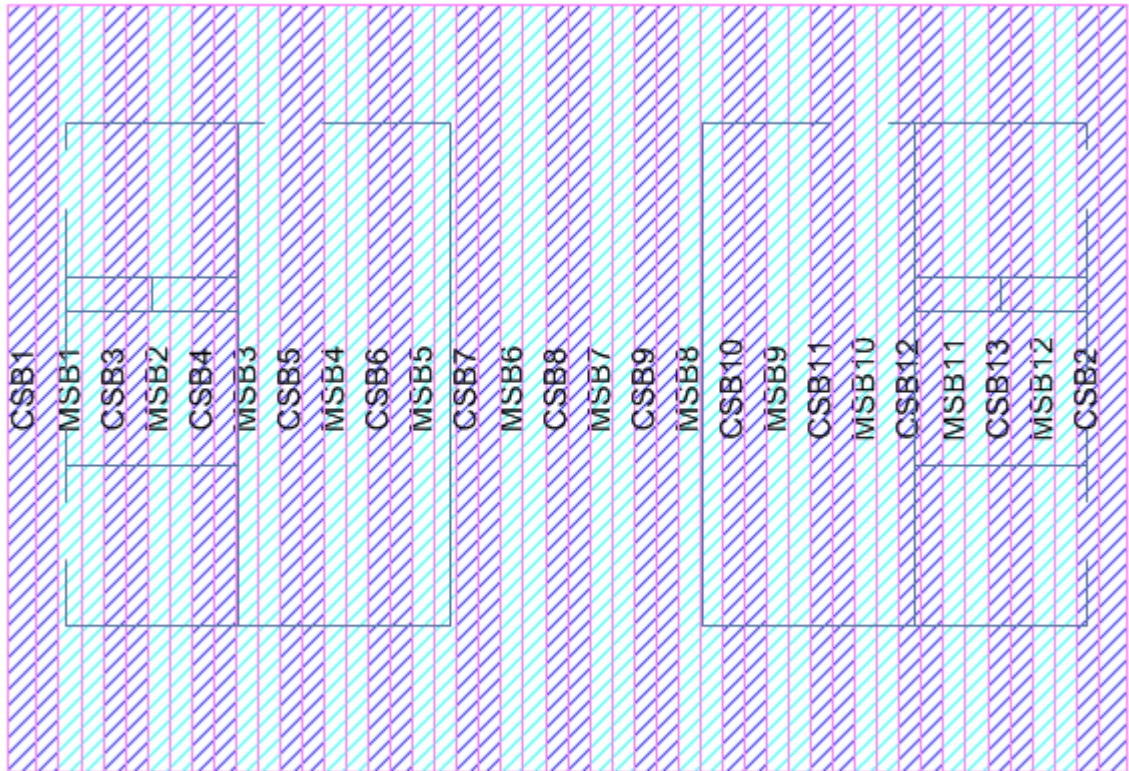
### 9.13.8. Tính thép đài cọc

Xem bè cọc như một sàn phẳng lật ngược với các cột là các cọc, chia dầm trên cột và dầm giữa nhịp để xác định nội lực và tính toán cốt thép cho đài móng.

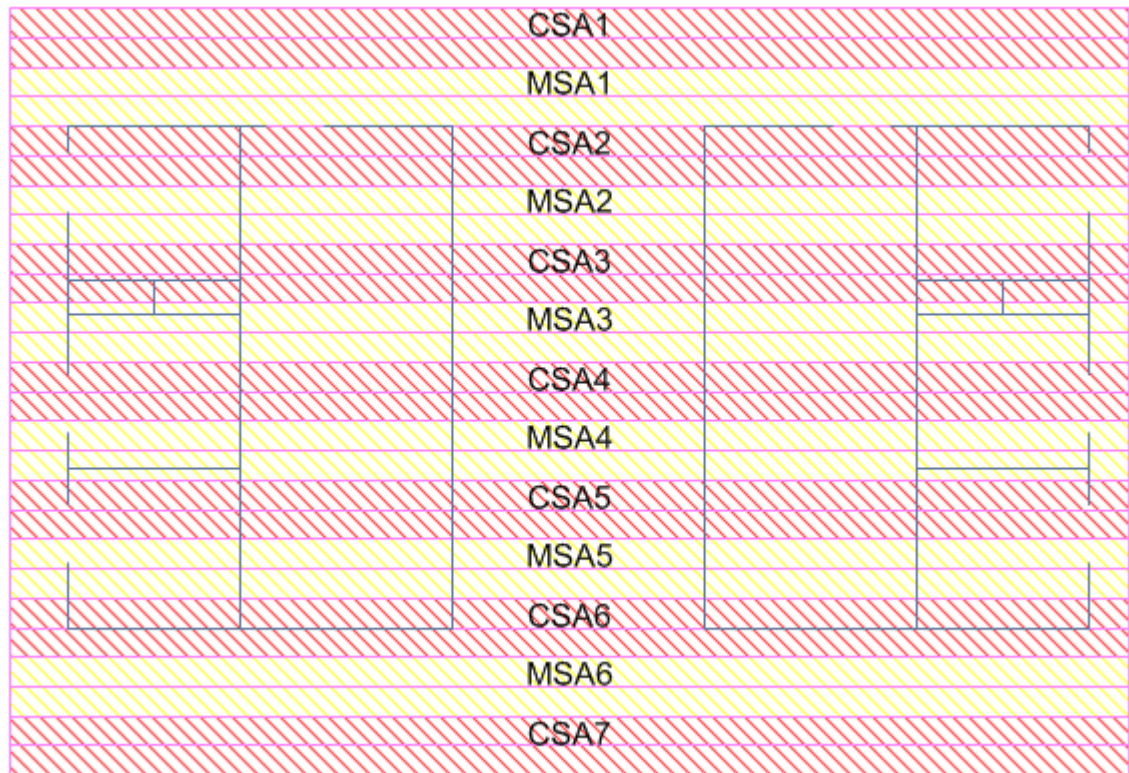
Thiên về an toàn, lấy nội lực lớn nhất của tổ hợp BAO để thiết kế thép

#### 9.13.8.1. Chia dầm

Dùng phần mềm Safe 12.3.0 để mô hình và chia dầm như sau

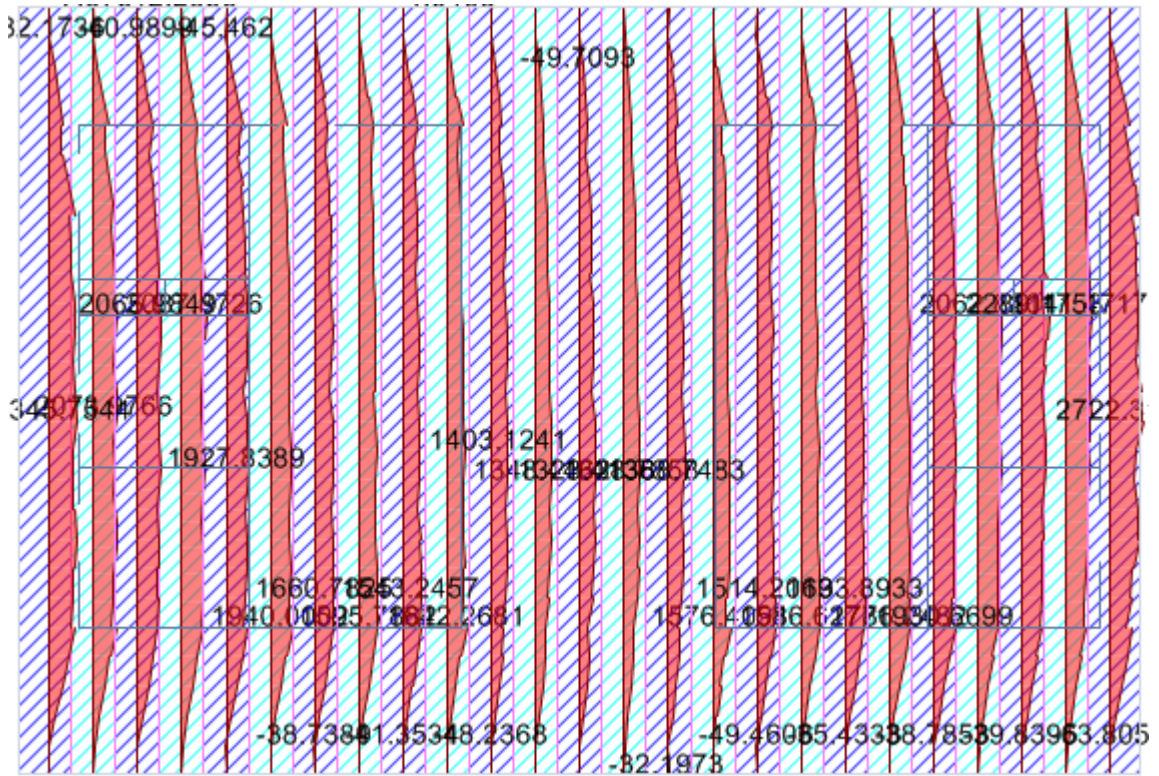


Hình 9.37 – Chia dãy theo phương X

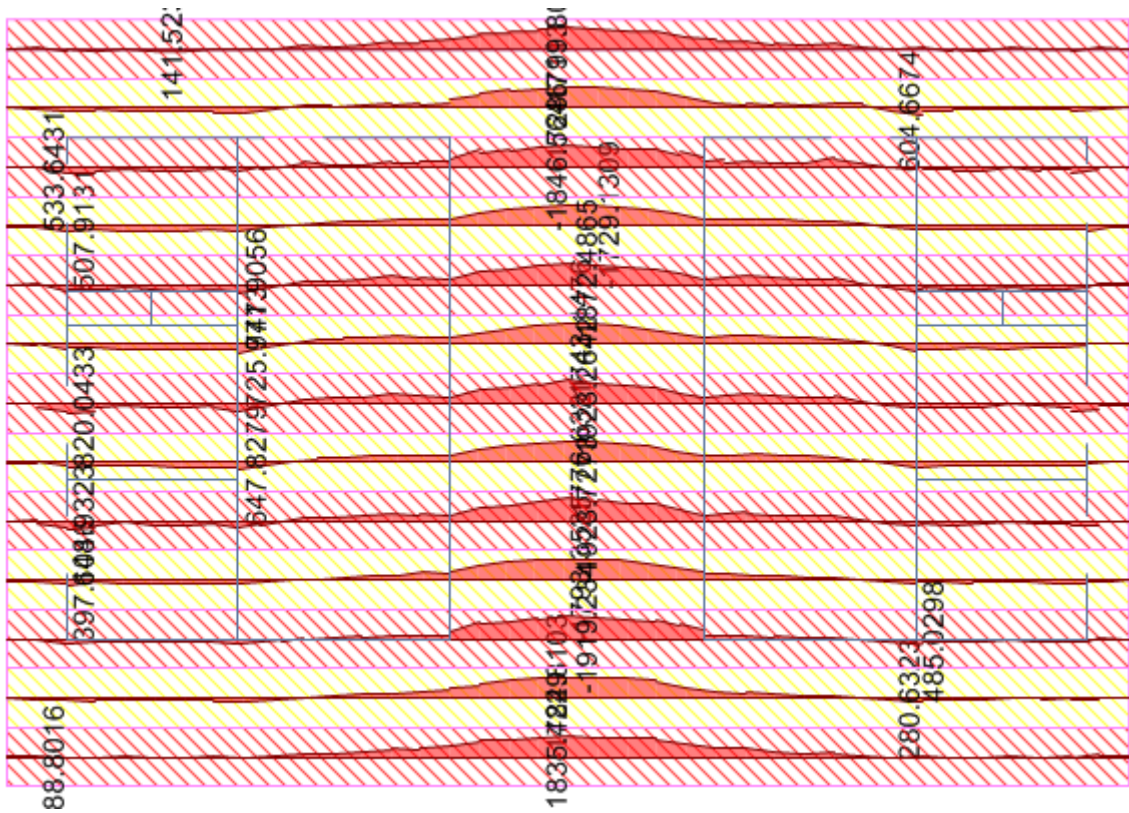


Hình 9.38 – Chia dãy theo phương Y

9.13.8.2. Nội lực



Hình 9.39 – Môment dấy X



Hình 9.40 – Môment dấy Y



**Bảng 9.47** – Kết quả nội lực

<b>Strip</b>	<b>Combination</b>	<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>T</b>	<b>M3</b>
Text		kN	kN	kN-m	kN-m
CSA1	BAO MAX	52.79	323.16	-64.91	141.52
CSA1	BAO MIN	18.40	-287.91	-10.59	-1813.01
CSA2	BAO MAX	130.13	-518.00	-99.29	533.64
CSA2	BAO MIN	4.35	-260.07	-18.42	-1846.70
CSA3	BAO MAX	1.27	1324.15	-98.41	747.91
CSA3	BAO MIN	7.75	-263.07	-29.13	-1872.49
CSA4	BAO MAX	18.93	468.88	-102.80	<b>820.04</b>
CSA4	BAO MIN	0.51	782.85	-43.04	-1926.26
CSA5	BAO MAX	39.16	394.77	-23.08	648.93
CSA5	BAO MIN	-11.86	805.74	-51.66	<b>-1927.56</b>
CSA6	BAO MAX	-32.63	815.36	-50.09	485.03
CSA6	BAO MIN	99.63	1074.44	-133.85	-1926.75
CSA7	BAO MAX	7.41	-478.68	83.82	88.80
CSA7	BAO MIN	24.90	-299.95	-26.95	-1839.75
CSB1	BAO MAX	0.53	316.20	162.84	2037.06
CSB1	BAO MIN	5.45	1174.41	43.27	-97.44
CSB2	BAO MAX	4.46	-775.27	55.83	<b>-102.12</b>
CSB2	BAO MIN	-23.86	-130.46	18.69	<b>2585.51</b>
CSB3	BAO MAX	67.28	-518.17	-11.10	1509.50
CSB3	BAO MIN	3.27	1028.89	54.74	-46.87
CSB4	BAO MAX	-17.73	-453.24	-294.51	1875.11
CSB4	BAO MIN	-0.49	1143.37	54.83	-41.28
CSB5	BAO MAX	0.40	215.27	-54.03	-29.26
CSB5	BAO MIN	5.75	-387.15	-40.14	1528.35
CSB6	BAO MAX	0.48	139.96	-45.64	-31.68
CSB6	BAO MIN	10.58	-377.98	-96.47	1504.47
CSB7	BAO MAX	-0.58	181.34	-60.57	-36.15
CSB7	BAO MIN	6.01	72.28	135.04	1051.60
CSB8	BAO MAX	43.48	-50.70	32.95	845.98
CSB8	BAO MIN	1.95	-157.21	4.66	-38.14
CSB9	BAO MAX	54.73	-51.68	-21.82	900.18
CSB9	BAO MIN	0.13	-159.46	-64.68	-36.61
MSA1	BAO MAX	8.00	142.41	-23.24	-1730.96
MSA1	BAO MIN	58.83	185.11	225.98	604.67
MSA2	BAO MAX	105.10	560.29	-90.25	507.91
MSA2	BAO MIN	8.24	165.02	-21.57	-1729.25
MSA3	BAO MAX	-15.77	1385.42	-75.83	725.97
MSA3	BAO MIN	5.15	328.52	-33.90	-1743.15
MSA4	BAO MAX	-34.07	1308.32	54.34	647.83
MSA4	BAO MIN	-4.39	335.33	-49.27	-1776.63
MSA5	BAO MAX	-25.20	335.63	-49.99	-1793.35
MSA5	BAO MIN	40.54	622.33	51.20	397.10
MSA6	BAO MAX	-7.55	235.14	-42.82	-1784.81

Strip Text	Combination	P kN	V2 kN	T kN-m	M3 kN-m
MSA6	BAO MIN	91.90	-11.38	-55.78	280.63
MSB1	BAO MAX	19.80	-546.39	36.29	1973.59
MSB1	BAO MIN	-0.20	225.36	45.38	-12.37
MSB2	BAO MAX	42.14	-173.61	197.44	1574.13
MSB2	BAO MIN	1.15	246.59	55.36	-11.54
MSB3	BAO MAX	-0.41	-145.41	-43.89	-9.87
MSB3	BAO MIN	-23.44	-579.67	54.65	1983.77
MSB4	BAO MAX	0.00	0.00	0.00	0.00
MSB4	BAO MIN	12.75	-428.49	-60.74	1505.83
MSB5	BAO MAX	-18.86	-591.30	-139.21	1814.74
MSB5	BAO MIN	-0.22	210.35	15.56	-2.48
MSB6	BAO MAX	0.00	0.00	0.00	0.00
MSB6	BAO MIN	46.31	-41.69	32.95	869.08
MSB7	BAO MAX	0.00	0.00	0.00	0.00
MSB7	BAO MIN	46.00	-44.56	7.66	859.64
MSB8	BAO MAX	0.27	-110.57	50.97	-8.04
MSB8	BAO MIN	-29.05	-337.96	1.24	1720.78
MSB9	BAO MAX	0.00	0.00	0.00	0.00
MSB9	BAO MIN	13.37	-441.48	86.87	1520.26
CSB10	BAO MAX	-0.17	164.77	56.42	-37.79
CSB10	BAO MIN	5.25	-410.64	153.06	1581.21
CSB11	BAO MAX	0.36	167.04	52.10	-24.69
CSB11	BAO MIN	8.04	-366.79	70.52	1497.11
CSB12	BAO MAX	-4.34	-628.89	48.74	-33.50
CSB12	BAO MIN	-50.73	-433.73	148.72	2054.51
CSB13	BAO MAX	1.56	169.40	48.32	-37.93
CSB13	BAO MIN	35.01	-105.58	-3.54	1725.12
MSB10	BAO MAX	0.00	0.00	0.00	0.00
MSB10	BAO MIN	-8.56	-589.65	-29.47	1747.08
MSB11	BAO MAX	-0.29	-97.45	46.13	-2.11
MSB11	BAO MIN	-3.47	-626.96	201.57	1592.81
MSB12	BAO MAX	0.58	-112.68	47.96	-8.70
MSB12	BAO MIN	20.28	281.22	125.00	1797.70

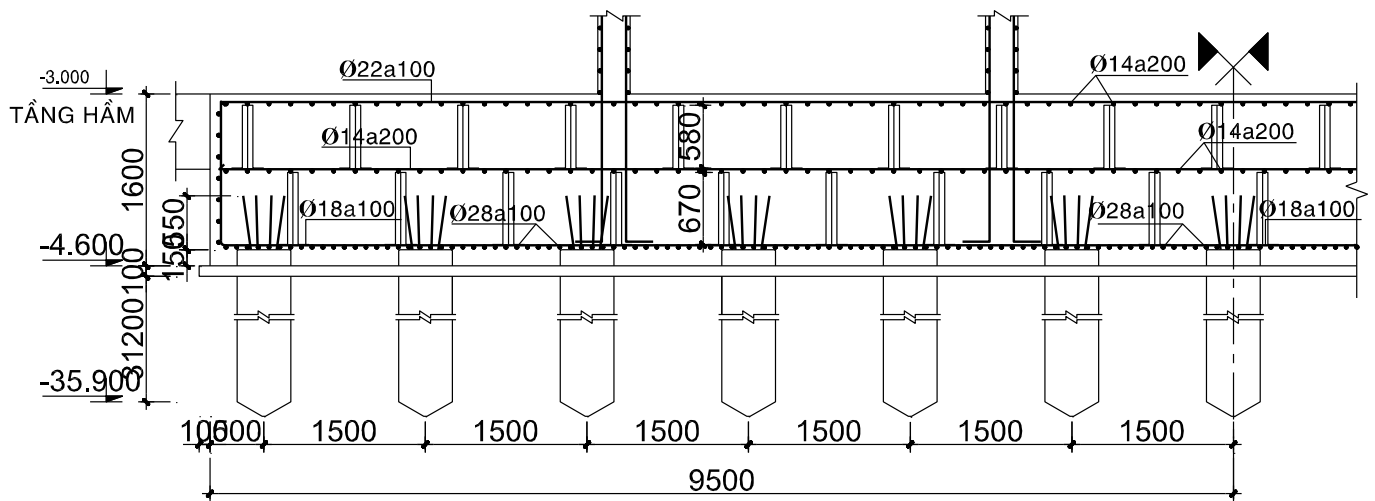
### 9.13.8.3. Tính thép

Giả thiết  $a = 150 \text{ mm} \Rightarrow h_0 = h - a = 1600 - 150 = 1450 \text{ mm}$

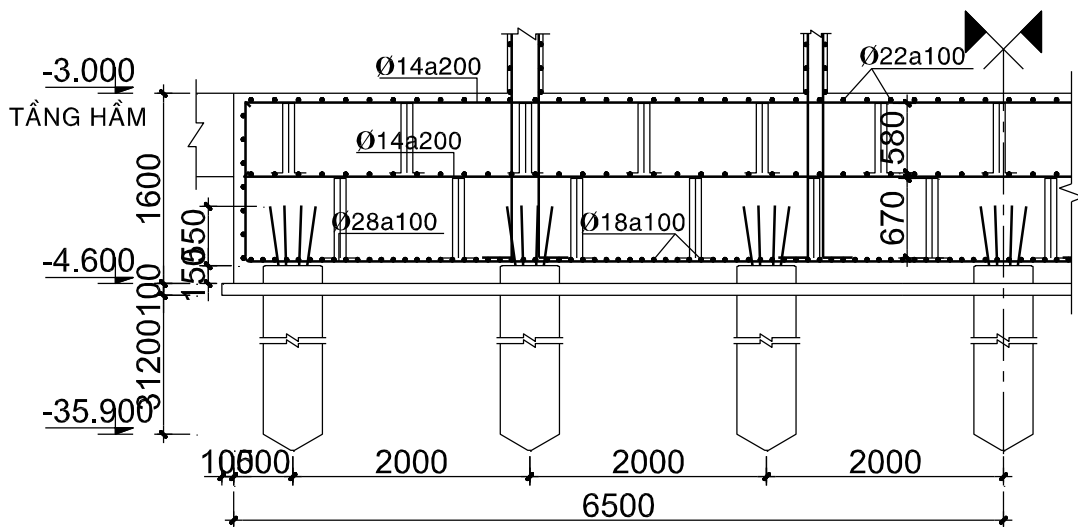
$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \quad \gamma = 1 - 0.5\xi \quad A_s = \frac{M}{R_s \gamma h_0}$$

**Bảng 9.48** – Tính toán thép dài móng

Phương	M (kNm)	$\alpha_m$	$\xi$	$\gamma$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Chọn thép	$A_s$ chọn (cm <sup>2</sup> )
I-I (max)	820	0.018	0.018	0.991	15.63	Ø18a100	25.45
I-I (min)	1928	0.042	0.043	0.979	37.21	Ø22a100	38.01
II-II (max)	2586	0.075	0.077	0.961	50.84	Ø28a100	49.26
II-II (min)	102	0.003	0.003	0.998	1.93	Ø14a200	6.16



**Hình 9.41** – Mặt cắt móng M6 theo phương dài



**Hình 9.42** – Mặt cắt móng M6 theo phương ngắn

# PHẦN III: THI CÔNG



## CHƯƠNG 10: KHÁI QUÁT VỀ CÔNG TRÌNH

### 10.1. VỊ TRÍ CÔNG TRÌNH

Công trình chung cư cao cấp LIBERTY được xây dựng tại quận 7 – TP. Hồ Chí Minh, nằm trên mặt tiền đường Nguyễn Thị Thập nhằm phục vụ nhu cầu nhà ở cho người dân và kết hợp làm trung tâm thương mại.

### 10.2. ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT

Đặc điểm địa chất khu vực xây dựng như sau:

#### Lớp 1: Sét xám trắng, đốm nâu, trạng thái dẻo mềm

Bề dày  $h = 12.2\text{m}$ , độ sâu từ  $-2.8\text{m}$  đến  $-15\text{m}$ .

#### Lớp 2: Sét pha trạng thái dẻo mềm

Bề dày  $h = 9.5\text{m}$ , độ sâu từ  $-15\text{m}$  đến  $-24.5\text{m}$ .

#### Lớp 3: Sét xám trắng trạng thái dẻo cứng

Bề dày  $h = 7.4\text{m}$ , độ sâu từ  $-24.5\text{m}$  đến  $-31.9\text{m}$ .

#### Lớp 4: Cát pha nâu vàng trạng thái dẻo

Bề dày  $h = 4.3\text{m}$ , độ sâu từ  $-31.9\text{m}$  đến  $-36.2\text{m}$ .

#### Lớp 5: Cát trung có lẫn sạn trạng thái chặt vừa

Bề dày  $h > 40\text{m}$

### 10.3. ĐẶC ĐIỂM CẤU TẠO

#### 10.3.1. Kiến trúc

Công trình có quy mô 15 tầng, gồm 1 tầng hầm, 13 tầng trên và 1 tầng mái. Trong đó:

- Tầng hầm: nơi để xe + bố trí hệ thống kỹ thuật
- Tầng trệt: trung tâm thương mại
- Các tầng còn lại: căn hộ cao cấp

Cốt  $\pm 0.000\text{m}$  trùng với code sàn tầng trệt, mặt đất tự nhiên trùng với cốt vỉa hè ở vị trí  $-1.500\text{m}$ . Sàn tầng hầm ở vị trí cốt  $-3.000\text{m}$ . Chiều cao công trình tính từ cốt  $\pm 0.000\text{m}$  là  $43.2\text{m}$ .

Công trình có mặt bằng hình chữ nhật với kích thước dài x rộng là  $48 \times 28.5\text{m}$ .

### 10.3.2. Kết cấu

Công trình có hệ kết cấu chịu lực là khung – lõi BTCT, sàn nầm kết hợp với ứng lực trước. Hệ tường bao che dày 200mm, tường ngăn dày 100mm.

Bê tông sử dụng cho kết cấu chính B40 (M500), kết cấu phụ B30 (M400)

Cốt thép có gân  $\Phi \geq 10$  loại AII, AIII; thép trơn  $\Phi < 10$  loại AI

### 10.3.3. Nền móng

Công trình sử dụng giải pháp móng sâu, cọc ép ly tâm ứng suất trước. Mũi cọc được đặt ngàm vào lớp đất số 4.

Đài móng liên kết ngàm với cột và cọc, đoạn cọc âm vào đài 150mm, cốt thép neo vào đài 550mm.

Bê tông sử dụng cho đài và cọc là B40 (M500)

Cốt thép có gân  $\Phi \geq 10$  loại AII, AIII; thép trơn  $\Phi < 10$  loại AI

## 10.4. ĐIỀU KIỆN THI CÔNG

### 10.4.1. Tình hình cung ứng vật tư

Công trình xây dựng tại TP. Hồ Chí Minh nên việc cung cấp vật tư thuận lợi và đảm bảo về mặt số lượng cũng như chất lượng.

### 10.4.2. Máy móc và thiết bị thi công

Máy móc, thiết bị phục vụ thi công rất đa dạng về chủng loại và nguồn cung cấp (đa phần là cho thuê) nên tùy vào tính toán, nhu cầu mà lựa chọn phù hợp. Một số máy và thiết bị thi công điển hình như sau:

- |  |   |
|--|---|
| + Dàn máy ép cọc bê tông                         | + Xe vận chuyển đất và chuyên chở vật liệu  |
| + Máy kinh vĩ quang học – định vị tim cột        | + Các loại đầm gồm: đầm dùi, đầm bàn  |
| + Máy thủy bình – đo độ cao                      | + Máy cắt, kéo, uốn thép  |
| + Vận thăng – vận chuyển người và vật tư lên cao | + Máy phát điện dự phòng  |
| + Máy đào đất gầu nghịch – đào đất hố móng       | + Và một số thiết bị, phương tiện phục vụ cho thi công và công trường như dàn giáo, cây chống, cốp pha, các ốc, khóa liên kết và các vật liệu khác... |
| + Cần trục tháp                                  |   |
| + Máy bơm bê tông                                |   |
| + Xe vận chuyển bê tông tươi                     |   |

#### **10.4.3. Nguồn nhân công xây dựng**

Ngoài nguồn lao động chính trong các tổ đội thi công, thì vẫn phải thuê thêm nguồn nhân công từ bên ngoài vào. Vì vậy, việc lựa chọn nhân công phục vụ cho công trình phải đảm bảo chất lượng tay nghề và bên cạnh đó phải nghiêm túc huấn luyện an toàn lao động cho công nhân.

#### **10.4.4. Nguồn nước thi công**

Nước sử dụng trong công trường được thiết kế từ hệ thống cung cấp nước của thành phố và phải đảm bảo lưu lượng cần thiết trong suốt quá trình sử dụng. Chính vì vậy, ta sử dụng bể nước dự trữ để đề phòng trường hợp thiếu nước phục vụ công trường.

#### **10.4.5. Nguồn điện thi công**

Công trình được xây dựng trong khu đô thị, do đó nguồn điện chính trong công trường lấy từ mạng lưới điện quốc gia và đảm bảo cung cấp liên tục cho công trường.

Tuy nhiên, công trường cũng được trang bị thêm một máy phát điện riêng để đảm bảo có nguồn điện ổn định, liên tục cho công trình khi gặp sự cố mất điện.

#### **10.4.6. Giao thông trong công trình**

Vị trí công trình được quy hoạch tại vị trí khá thuận lợi về mặt giao thông, dễ dàng vận chuyển phục vụ thi công.

Bên cạnh đó, công trình nằm gần khu dân cư nên các xe cần phải có thiết bị che chắn vật liệu, nhằm tránh rơi vãi trên đường vận chuyển.

#### **10.4.7. Thiết bị an toàn lao động**

Trang bị đầy đủ các dụng cụ và thiết bị bảo hộ lao động cho công nhân làm việc tại công trường. Đồng thời, cung cấp tài liệu và tổ chức huấn luyện về an toàn lao động. Qua đó, nâng cao ý thức chấp hành nghiêm chỉnh nội quy an toàn lao động tại công trường.

### **10.5. KẾT LUẬN**

Dựa vào đặc điểm công trình và những điều kiện thi công trên, việc thi công công trình có những thuận lợi và khó khăn nhất định. Chính vì vậy, phải phân tích và cân nhắc thật kỹ trong việc thiết kế biện pháp thi công công trình.

## CHƯƠNG 11: THIẾT KẾ BIỆN PHÁP THI CÔNG MÓNG ĐIỀN HÌNH

### 11.1. BIỆN PHÁP THI CÔNG CỌC ÉP

#### 11.1.1. Chọn phương án và tính số lượng cọc

- Do công trình nằm giáp bệnh viện nên chọn phương án cọc ép để không gây ô nhiễm tiếng ồn và môi trường.
- Tổng số lượng cọc cần ép:

Móng cột giữa M1: 4 (móng) x 16 (cọc) = 64 (cọc)

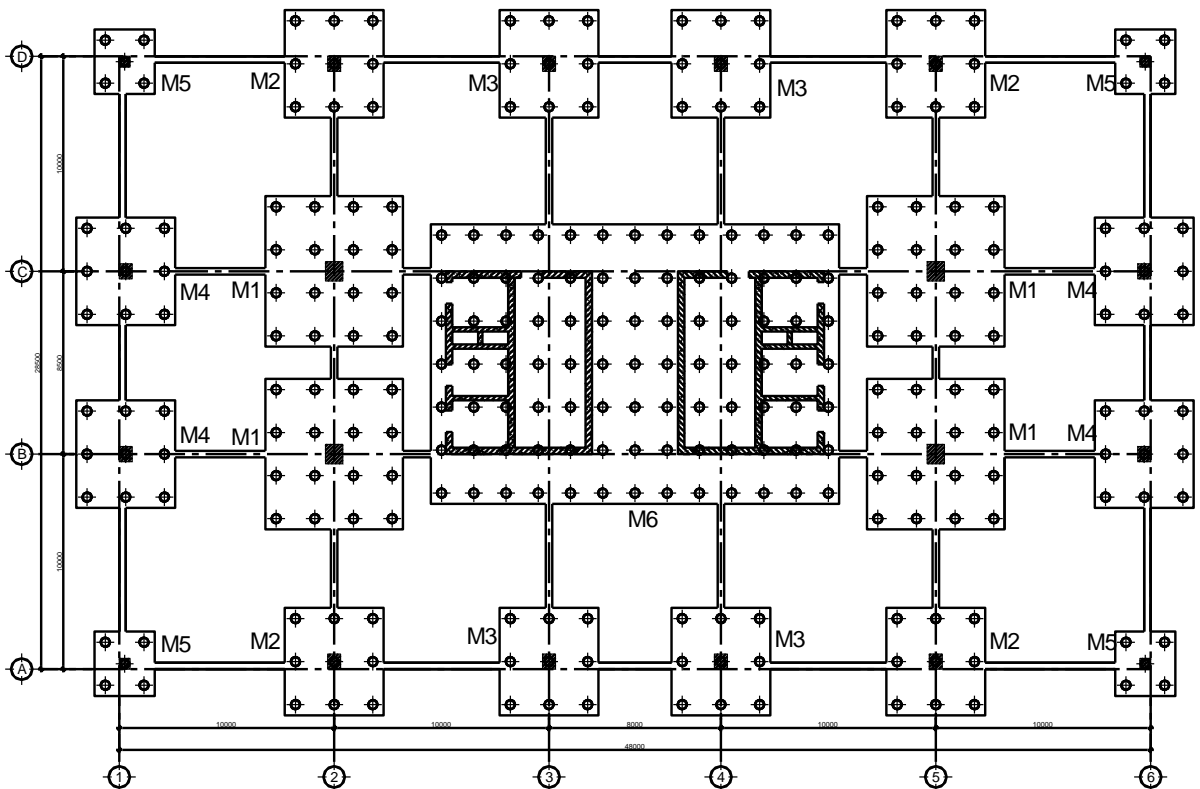
Móng cột biên M2, M3, M4: 12 (móng) x 9 (cọc) = 108 (cọc)

Móng cột góc M5: 4 (móng) x 4 (cọc) = 16 (cọc)

Móng lõi thang M6: 91 (cọc)

⇒ Tổng số lượng cọc cần ép: 279 (cọc)

Tổng chiều dài cọc 32m gồm 2 đoạn cọc 16m nối lại với nhau.



**Hình 11.1 – Mặt bằng ép cọc**

⇒ Sau khi phân tích chọn móng M2 làm móng điển hình và thiết kế chi tiết

Thông số cọc ép:

- + Cọc đường kính D500
- + Chiều dài cọc: 31m
- + Trọng lượng 1 cọc:  $q = 1.1 \times 25 \times 0.11 \times 16 = 48.4 \text{ kN}$
- + Độ mảnh cọc:  $\lambda = \frac{l}{d} = \frac{32}{0.5} = 64 < 120 \Rightarrow$  Thỏa độ mảnh cho phép của cọc

### 11.1.2. Chọn máy ép cọc

$$P_{ep\min} = (1.5 \div 2)P_{tk} = (1.5 \div 2) \times 130 = 195 \div 260 \text{ (kN)} \Rightarrow \text{chọn } P_{ep\min} = 200 \text{ (T)}$$

$$\begin{cases} P_{ep\max} = (2 \div 3)P_{tk} = (2 \div 3) \times 130 = 260 \div 3900 \text{ (T)} \\ P_{ep\max} < P_{vl} = 2780 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow \text{chọn } P_{ep\max} = 270 \text{ (T)}$$

$$\Rightarrow \text{Chọn máy ép cọc: } P_{ep} = 1.4P_{ep\max} = 1.4 \times 270 = 378 \text{ (T)}$$

$\Rightarrow$  Chọn máy ép cọc có chỉ tiêu kĩ thuật như sau:

- + Lực ép: 400 T
- + Áp lực bơm dầu lớn nhất:  $350 \text{ kG/cm}^2$
- + Đường kính Piston:  $D = \sqrt{\frac{4P_{ep}}{\pi P_d}} = \sqrt{\frac{2 \times 350 \times 10^3}{\pi \times 350}} = 25.23 \text{ cm}$

$\Rightarrow$  chọn D = 25 cm

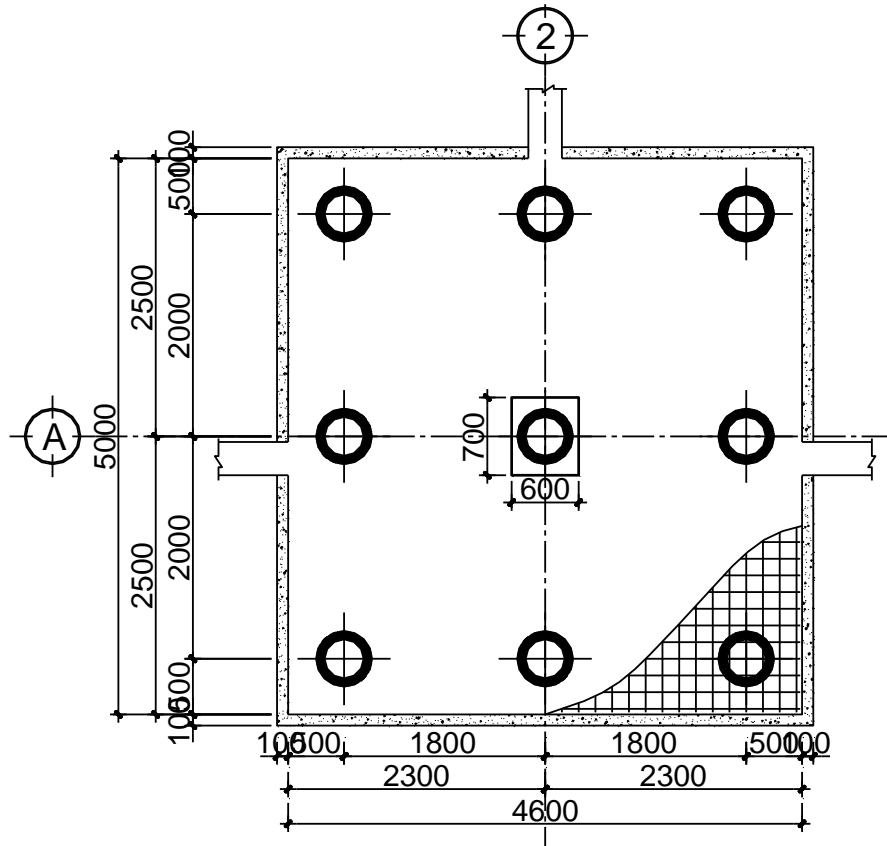
### 11.1.3. Chọn khung ép và đối trọng

#### 11.1.3.1. Chọn khung ép

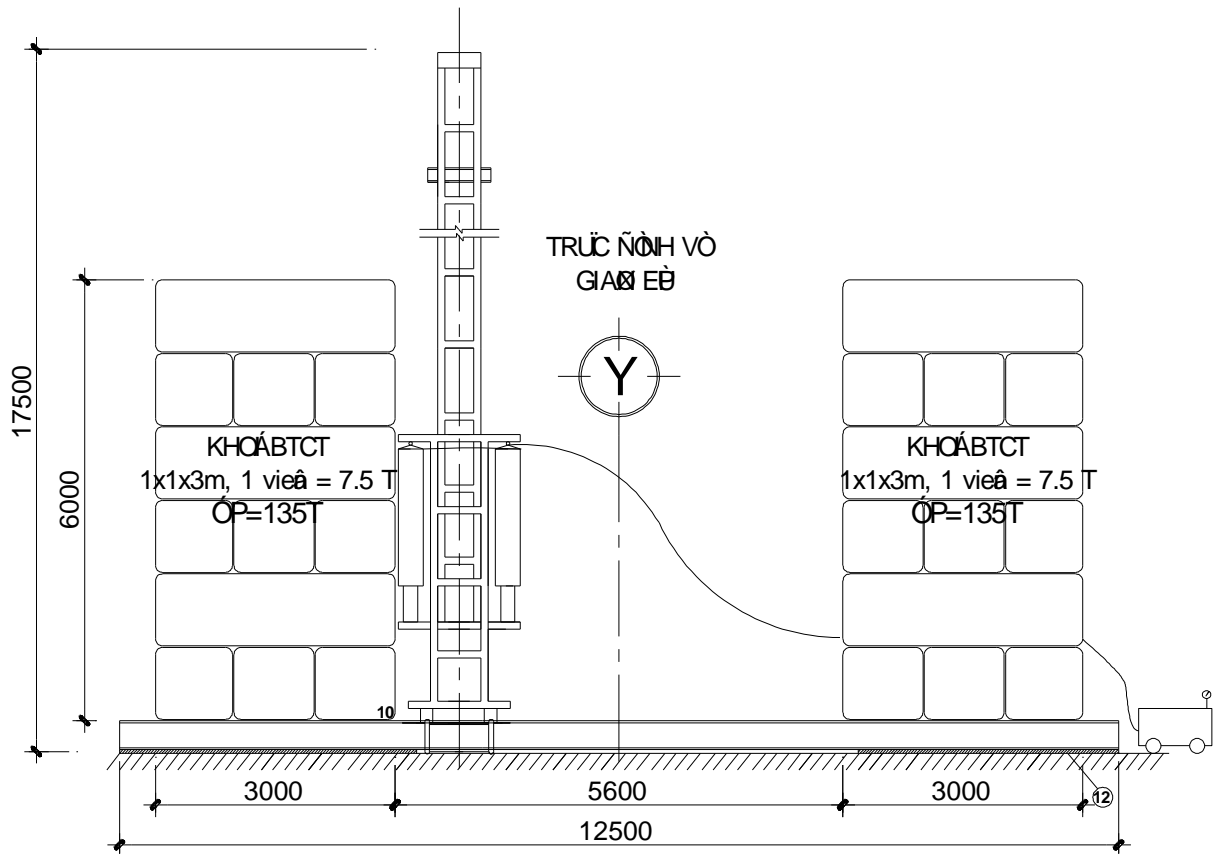
Chọn khung ép cho móng điển hình là móng cột giữa, gồm 16 tim cọc

Các thông số khung ép như sau:

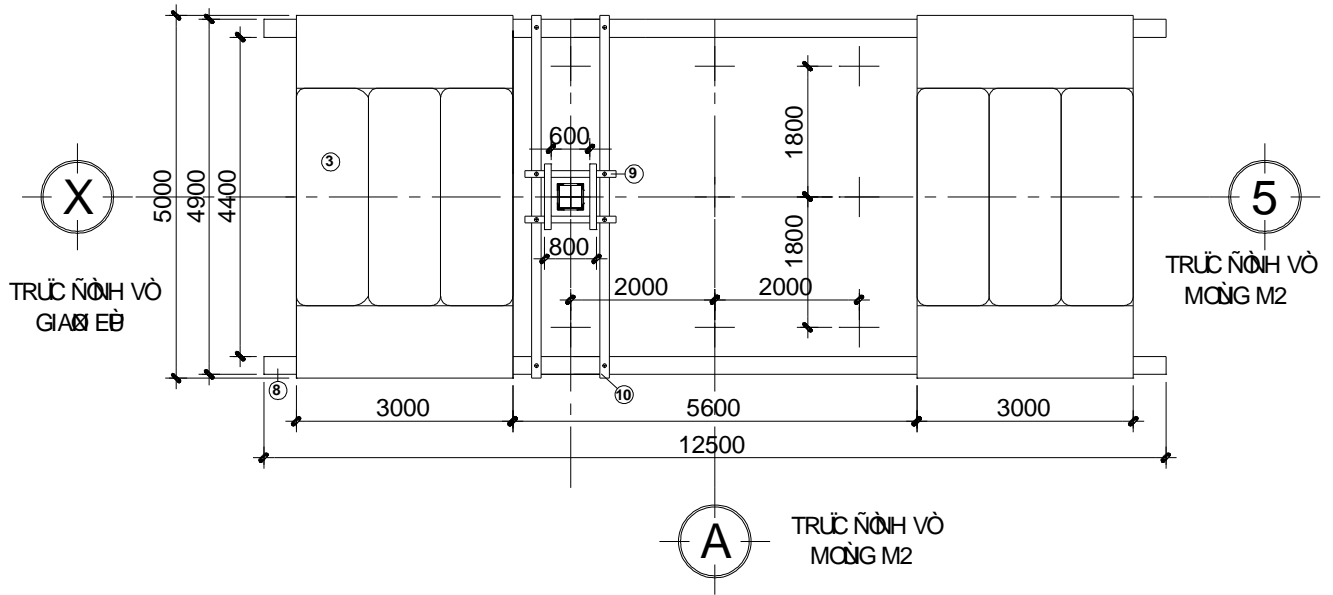
- + Chiều cao khung ép 17.5m (kể cả chiều cao bộ máy 0.5m), di chuyển theo 2 phương
- + Khung di chuyển cao 12m, 600 x 600
- + Khung cố định cao 4m; 800 x 800
- + Chiều rộng bộ máy 5m
- + Chiều dài bộ máy 12.5m



Hình 11.2 – Móng điện hình – móng cột biên M2



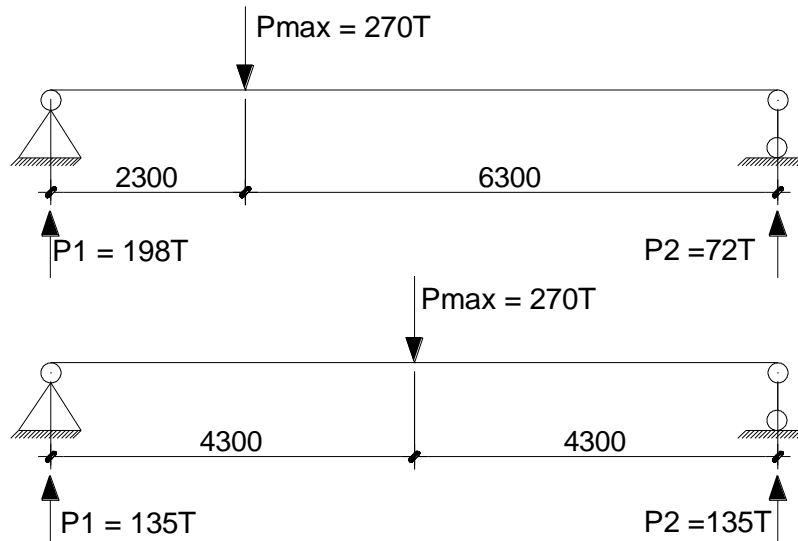
Hình 11.3 – Mặt đứng giàn ép móng M2 trục 5-A



Hình 11.4 – Mặt bằng giàn ép móng M2 trục 5-A

11.1.3.2. Tính toán đối trọng

Sơ đồ tính đối trọng ứng với từng vị trí tương quan giữa kích ép và đối trọng. Vì mặt bằng cọc và giá ép đối xứng nên xét 2 sơ đồ tính đối trọng như sau:



Hình 11.5 – Sơ đồ tính đối trọng

Chọn đối trọng có  $P \geq P_i = 135T$

Vậy chọn mỗi bên 18 viên đối trọng, mỗi viên kích thước 1x1x3 (m), nặng 7.5T

⇒ Tổng trọng lượng đối trọng mỗi bên:  $P = 18 \times 7.5 = 135T$

Để đẩy nhanh tiến độ thi công ⇒ chọn 2 giàn ép để thi công ép cọc

**11.1.3.3. Chọn máy cầu phục vụ ép cọc**

- Chiều cao cầu cần thiết:  $H = h_{ct} + h_{at} + h_{ck} + h_t + h_p$

**Trong đó:**

$h_{ct}$ : độ cao công trình cần đặt cầu kiện (chiều cao đối trọng).

$h_{at}$ : khoảng an toàn.

$h_{ck}$ : chiều cao cầu kiện.

$h_t$ : chiều cao thiết bị treo.

$h_p$ : chiều dài hệ puli:

+ Khi cầu cọc:  $H = 5 + 0.5 + 16 + 0.5 + 1.5 = 21.5 \text{ m}$ .

+ Khi cầu đối trọng :  $H = 5 + 0.5 + 1 + 0.5 + 1.5 = 8.5\text{m}$ .

+ Tầm với nhỏ nhất:  $R_{\min} = S + r = 3 + 20\cos 75^\circ = 8.17\text{m}$ .

**Trong đó:**

$d$ : khoảng cách lớn nhất từ mép công trình đến điểm đặt cầu kiện, tính theo phương cần với.

$S$ : khoảng cách từ tâm quay của cần trục đến mép công trình.

$r$ : khoảng cách từ trục quay đến tay cần.

- Chiều dài tay cần:  $L_{\min} = \frac{H - h_c}{\sin \alpha_{\max}} = \frac{21.5 - 1.5}{\sin 75^\circ} = 20\text{m} \Rightarrow \text{Chọn } L = 22\text{m}$

+ Với  $h_c$  là chiều cao cần trục, lấy  $h_c = 1.5\text{m}$ .

+ Sức nâng:

- Đối trọng BTCT nặng 7.5T.
- Cọc BTCT nặng 5.28T.
- Tổng trọng lượng phụ kiện 0.5T.
- Khi cần trục nâng đối trọng:  $Q = 7.5 + 0.5 = 8\text{T}$ .
- Khi cần trục nâng cọc:  $Q = 5.28 + 0.5 = 5.78\text{T}$ .

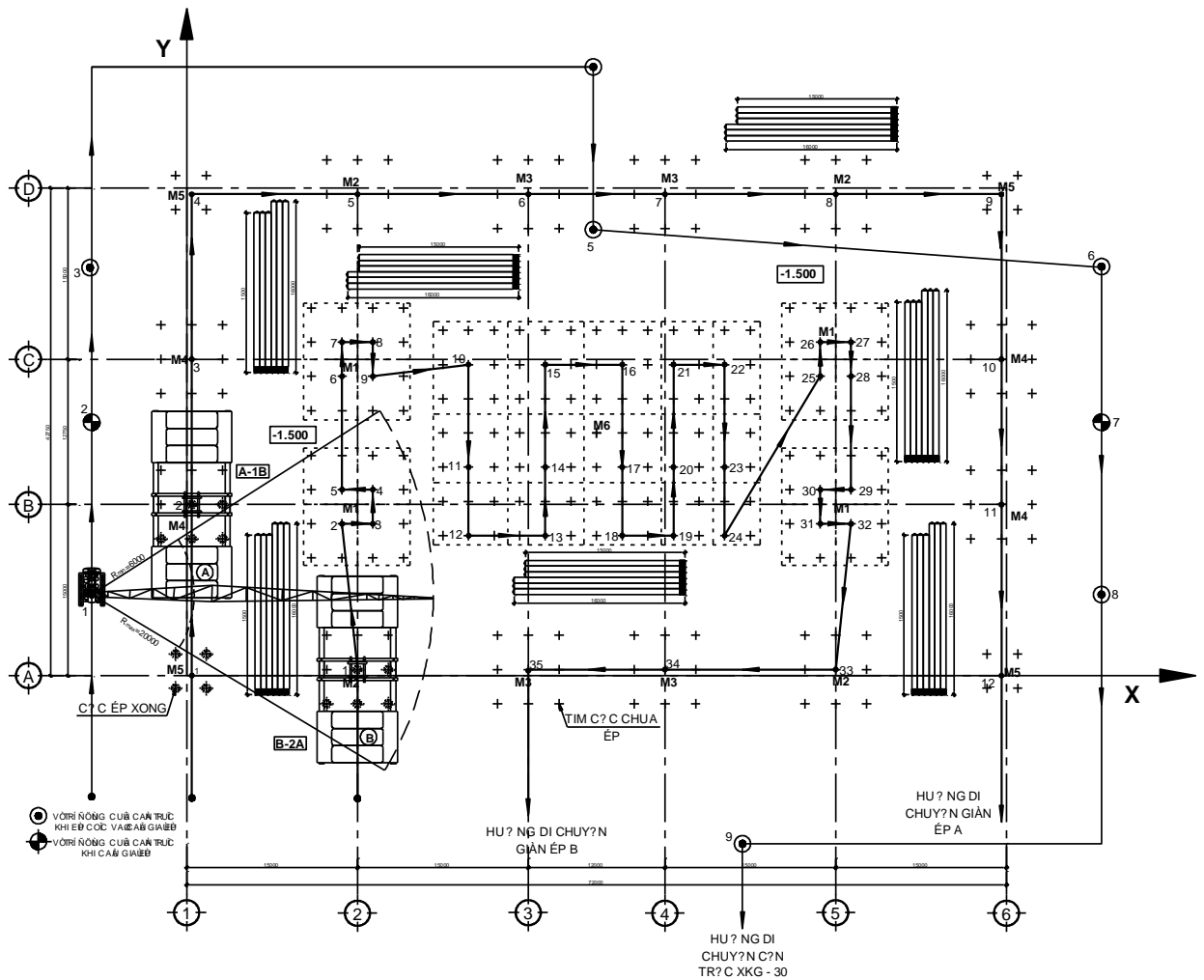
$\Rightarrow$  Chọn cần trục tự hành của LIÊN XÔ cũ mã hiệu XKG - 30 chiều dài cần 22m (tra trong sổ tay chọn máy thi công xây dựng Nguyễn Tiến Thụ – NXB Xây Dựng).

+  $Q = 8\text{T} \Rightarrow [H] = 15\text{m}, [R] = 14\text{m}$

+  $Q = 5.78\text{T} \Rightarrow [H] = 19.5\text{m}, [R] = 20\text{m}$



11.1.4. Tổ chức mặt bằng thi công cọc ép



Hình 11.6 – Tổ chức mặt bằng thi công cọc ép

Chọn gốc tọa độ tại vị trí giao giữa trục 1 và trục A

⇒ Tọa độ vị trí các thiết bị trên sơ đồ di chuyển được xác định theo các bảng sau:

Bảng 11.1 – Tọa độ đứng thao tác của máy cẩu phục vụ ép cọc

VỊ TRÍ	TỌA ĐỘ	
	X (mm)	Y (mm)
1	5600	4700
2	5600	15000
3	5600	24000
4	24000	36000
5	24000	26000
6	5400	24000
7	5400	15000
8	5400	4800
9	33000	9800

**Bảng 11.2** – Tọa độ giàn ép 1 trên sơ đồ di chuyển

VỊ TRÍ	TỌA ĐỘ	
	X (mm)	Y (mm)
1	300	0
2	300	10000
3	300	18500
4	300	28150
5	10000	28150
6	20000	28150
7	28000	28150
8	38000	28150
9	47700	28150
10	47700	18500
11	47700	10000
12	47700	0

**Bảng 11.3** – Tọa độ giàn ép 2 trên sơ đồ di chuyển

VỊ TRÍ	TỌA ĐỘ		VỊ TRÍ	TỌA ĐỘ	
	X (mm)	Y (mm)		X (mm)	Y (mm)
1	10000	350	19	28500	8200
2	9100	8870	20	28500	12200
3	10900	8870	21	28500	18200
4	10900	10870	22	31500	18200
5	9100	10870	23	31500	12200
6	9100	17500	24	31500	8200
7	9100	19500	25	37100	17500
8	10900	19500	26	37100	19500
9	10900	17500	27	38900	19500
10	16500	18200	28	38900	17500
11	16500	10000	29	38900	10870
12	16500	12200	30	37100	10870
13	21000	8200	31	37100	8870
14	21000	8200	32	38900	8870
15	21000	12200	33	38000	350
16	25500	18200	34	28000	350
17	25500	12200	35	20000	290
18	25500	8200			

⇒ **Thiết kế chi tiết xem bản vẽ TC-01**

## 11.2. BIỆN PHÁP THI CÔNG ÉP CỪ THÉP VÀ ĐÀO ĐẤT

Với yêu cầu thi công tầng bán hầm ở độ sâu -1.5m so với cốt nền tự nhiên và giải pháp móng cọc ép ly tâm ứng suất trước, phương án thi công đất đề xuất theo trình tự sau:

- + Thi công hệ thống cừ Larsen chống vách đất bao quanh chu vi công trình.
- + Đào đất bằng cơ giới đến cao trình đáy móng -4.6m.

### 11.2.1. Biện pháp thi công tường cừ

#### 11.2.1.1. Chọn phương án

- + Theo kết quả khảo sát địa chất, lớp đất mặt của công trình là lớp đất cát san lấp dày 1.3m và bên dưới là bùn sét dẻo, dày đến 12.2m so với cao trình tự nhiên, do đó phạm vi đào phần ngầm của công trình nằm giữa các lớp đất trên. Vì không có số liệu chỉ tiêu cơ lý của lớp đất đắp bên trên và bề dày lớp đất đắp này không lớn lắm nên ta coi lớp đất đắp này như lớp đất thứ 1.
- + Mặt khác, do không thể áp dụng biện pháp tạo mái dốc đất tự nhiên khi đào do không chế bởi chiều sâu hố đào và lớp đất rất yếu. Vì vậy, để đảm bảo tính kinh tế và hiệu quả, ta áp dụng biện pháp chống vách đất bằng tường cừ thép Larsen theo chu vi mặt bằng đào đất.
- + Ưu điểm của loại cừ Larsen:
  - Vật liệu có cường độ chịu uốn lớn.
  - Được chế tạo sẵn theo yêu cầu, có thể hàn nối trực tiếp ngay tại công trường.
  - Tính cơ động và khả năng luân lưu cao.
  - Không yêu cầu máy thi công phức tạp và trình độ công nhân cao.

#### 11.2.1.2. Tính toán cừ thép Larsen

- Yêu cầu tính toán:
  - + Tính độ sâu ngầm cọc vào đất sao cho đảm bảo đủ khả năng chịu áp lực chủ động ngang của đất.
  - + Chuyển vị ở đỉnh cừ phải thỏa mãn điều kiện cho phép.

- Tính toán: (tường cừ không neo)
- + Theo phương pháp của H.Blum, độ sâu t của tường được tính theo công thức:  
 $t = u + 1.2x = u + 1.2\xi l$

**Trong đó:**

u – khoảng cách từ điểm áp lực đất bằng không đến đáy hố móng,  $u = \frac{K_a \cdot h}{K_p - K_a}$

h – độ sâu hố móng (h = 3m)

$K_a, K_p$  – lần lượt là áp lực đất chủ động và bị động của đất

$\xi$  - nghiệm của phương trình  $\xi^3 - m'\xi - m' + n' = 0$

**Trong đó:**

$$m' = \frac{6 \sum P}{\gamma l^2 (K_p - K_a)}; n' = \frac{6a \sum P}{\gamma l^3 (K_p - K_a)}$$

+ Hệ số áp lực đất chủ động và bị động được xác định theo:

$$K_a = \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \text{ và } K_p = \text{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$$

+ Ta có:

**Bảng 11.4 – Thông số tính toán**

Lớp đất	H	$\gamma$	$\varphi$	c	C	$K_a$	$K_p$
	m	T/m <sup>3</sup>	Độ	T/m <sup>2</sup>	$\cos \varphi / \cos^2(45^\circ - 0.5\varphi)$	$\text{tg}^2(45^\circ - 0.5\varphi)$	$\text{tg}^2(45^\circ + 0.5\varphi)$
<b>Bùn sét</b>	11.5	1.45	3.55	0.48	1.88	0.88	1.38

$$\Rightarrow u = \frac{K_a \cdot h}{K_p - K_a} = \frac{0.88 \times 3}{1.38 - 0.88} = 5.28$$

$$\Rightarrow l = h + u = 3 + 5.28 = 8.28\text{m}$$

+ Cường độ áp lực đất tính theo công thức:  $P = K_a \cdot \gamma \cdot z + K_a \cdot q - C \cdot c$

- $q = 1\text{T} / \text{m}^2$ : tải trọng của xe vận chuyển trên mép hố đào và áp lực của lớp đất đắp.
- $Z = 0\text{m}$  thì  $P = -0.064\text{T}/\text{m}^2$
- $Z = 3\text{m}$  thì  $P = 3.416\text{T}/\text{m}^2$

+ Hợp lực cách mặt đất một đoạn  $a = 2m$

$$\Rightarrow m = \frac{6 \sum P}{\gamma l^2 (K_p - K_a)} = \frac{6 \times 5.124}{1.45 \times 8.28^2 (1.38 - 0.88)} = 0.62$$

$$n = \frac{6a \sum P}{\gamma l^3 (K_p - K_a)} = \frac{6 \times 2 \times 5.124}{1.45 \times 8.23^3 (1.38 - 0.88)} = 0.15$$

Phương trình:  $\xi^3 - m'\xi - m' + n' = 0 \Rightarrow \xi^3 - 0.62\xi - 0.62 + 0.15 = 0$

$$\Leftrightarrow \xi^3 - 0.62\xi - 0.47 = 0$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \xi = 0.86 \\ \xi = -0.43 \pm 0.43i \text{ (loại)} \end{cases}$$

$\Rightarrow$  Độ sâu neo ngàm cọc vào đất:

$$t = u + 1.2\xi l = 5.28 + 1.2 \times 0.86 \times 8.28 = 13.8m$$

$\Rightarrow$  Chọn chiều dài cừ:  $l_{cu} = t + h = 13.8 + 4.2 = 18m \Rightarrow$  chọn cừ dài 18m

- Nhận xét: để giảm chiều dài cừ thép xuống còn 12m  $\Rightarrow$  chọn giải pháp cừ thép có neo, khoảng 5m bố trí một neo giữ, chi tiết xem bản vẽ TC-2.

- Chọn sơ bộ cừ Larsen loại II (theo bảng trên) có các thông số sau:

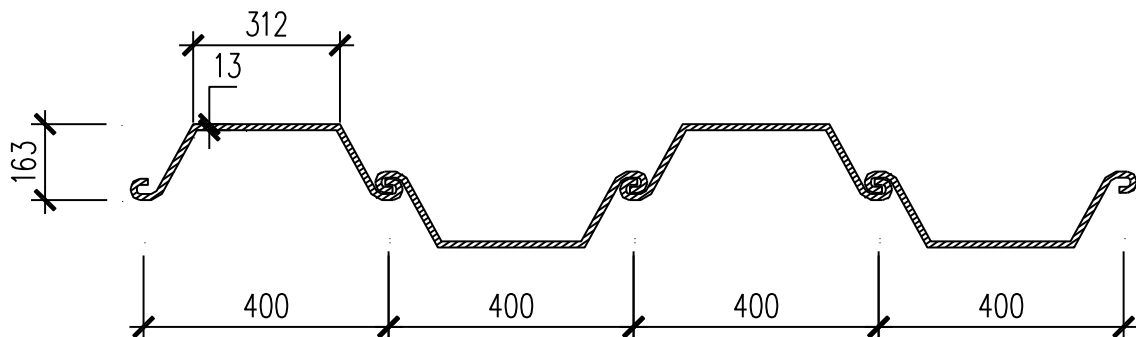
+ Diện tích tiết diện ngang:  $61,18 \text{ cm}^2$

+ Trọng lượng: 48 KG/m.

+ Mô men quán tính:  $1240 \text{ cm}^4$

+ Mô men kháng uốn:  $152 \text{ cm}^3$

+ Chiều dài:  $L = 12m$ .



Hình 11.7 – Chi tiết cừ Larsen

**11.2.1.3. Chọn máy thi công**

Chọn phương pháp thi công cừ bằng búa rung - nén cừ.

Chọn sơ bộ máy thi công cừ thép theo *Sổ tay chọn máy thi công Xây dựng của thầy Nguyễn Tiến Thu, trang 55*. Chọn máy ép cừ mã hiệu VPP-2A, có các thông số sau:

+ Công suất: 40KW.

+ Lực rung max: 250KN.

+ Tần số rung: 1500 vòng/phút.

+ Trọng lượng: 2,2T.

+ Tra bảng 1, 2, 3 (trang 54, 55) Sổ tay chọn máy thi công Xây dựng, chọn lực chống cắt của đất khi thi công cừ thép loại nhẹ là  $t = 12 \text{ KG/cm}$ , biên độ dao động  $A = 0,8\text{cm}$ ,  $\alpha=1$  và  $\varepsilon = 0,8$ .

+ Với  $P_o > \alpha.T$ , ( $P_o$ : lực kích động của búa), ta có:  $\alpha = 1$  (dùng cừ thép)

$$T = \sum \tau_i . h_i = 12 \times 1175 = 14100 \text{ kG} = 1.4 \text{ T} \Rightarrow \alpha.T = 1 \times 14.1 = 14.1 \text{ T}$$

+ Môment M tạo ra bởi các trái lệch tâm:  $M \geq \frac{1}{\xi} A Q_o$

$$\text{Với } Q_o = Q_{\text{búa}} + Q_{\text{cọc}} = 2.2 + 48 \times 12 \times 10^{-3} = 2.78 \text{ T}$$

$$\Rightarrow M \geq \frac{1}{\xi} A Q_o = \frac{1}{0.8} \times 0.8 \times 2.78 = 2.78 \text{ (T.m)}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{gT}{M}} = \sqrt{\frac{981 \times 14.1}{2.78}} = 70 \text{ (s}^{-1}\text{)}$$

+ Tần số rung:  $n = \omega.n = 70 \times 9.55 = 668.5 \text{ (phut}^{-1}\text{)}$

+ Trọng lượng cần thiết của búa và cọc:  $Q = Q_o + Q_{\text{tb}} = 2.78 + 0.5 = 3.28 \text{ T}$

+ Ta có:

$$\beta_1.P_o = 0.15 \times 14.1 = 2.115 \text{ (T)}$$

$$\beta_1.P_o = 0.15 \times 14.1 = 2.115 \text{ (T)}$$

(Hệ số  $\beta_1, \beta_2$  tra bảng 1 – sổ tay chọn máy thi công xây dựng)

$$\Rightarrow \beta_1.P_o = 2.115 \text{ (T)} < Q = 2.78 \text{ T} < \beta_2.P_o = 7.05 \text{ (T)}$$

$\Rightarrow$  Vậy chọn máy thi công cừ mã hiệu VPP-2A, có các thông số như trên thỏa yêu cầu.

### 11.2.2. Biện pháp thi công đào đất

- + Để có không gian thi công cấp pha tường tầng hầm, cột tầng hầm, rãnh thu nước ta mở rộng hố đào về mỗi phía so với trục định vị 3m.
- + Sau khi tiến hành xong công đoạn ép cừ Larsen chống vách đất. Ta tiến hành cho đào đất bằng cơ giới tới cao trình đáy đài -4.6 m. Chọn phương án đào dọc, đổ bên, đường đào chữ chi.

#### 11.2.2.1. Tính toán khối lượng đào

- + Tổng khối lượng đất phải đào:

$$V_{\text{tong}} = V - V_c$$

$$\begin{cases} V = 48.6 \times 34.5 \times 3.1 = 5198 \text{ m}^3 \\ V_c = 279 \times 0.11 \times 0.7 = 21 \text{ m}^3 \end{cases}$$

$$\Rightarrow V_{\text{tong}} = 5198 - 21 = 5177 \text{ m}^3$$

#### Trong đó:

$V_c$ : thể tích đất mà cọc chiếm chỗ

- + Thể tích tầng hầm:  $V_{\text{ham}} = 1.5 \times 28.5 \times 48 = 2052 \text{ m}^3$
- + Thể tích đài móng:  $V_{\text{dai}} = 1.6 \times 738.2 = 1181 \text{ m}^3$
- + Thể tích đất toi xộp cần để lại lấp hố đào sau khi thi công phần ngầm:

$$V_{\text{dap}} = \frac{1 + K_1}{1 + K_0} (V_{\text{tong}} - V_{\text{ham}} - V_{\text{dai}}) = \frac{1 + 0.3}{1 + 0.04} (5177 - 2052 - 1181) = 1965 \text{ m}^3$$

#### Trong đó:

$K_1$  – Độ toi xộp ban đầu của đất, tra **bảng trang 41 sách Hỏi và đáp về các vấn đề kỹ thuật thi công xây dựng – Ngô Quang Tường**  $\Rightarrow K_1 = 30\%$

$K_0$  – Độ toi xộp của đất sau khi đầm tra bảng  $\Rightarrow K_0 = 4\%$

- + Thể tích đất cần vận chuyển:

$$V_{\text{van chuyen}} = (1 + K_1) V_{\text{tong}} - V_{\text{dap}} = (1 + 0.3) \times 5177 - 1965 = 4792 \text{ m}^3$$

#### 11.2.2.2. Chọn máy đào

- + Chọn máy đào đất dựa trên kích thước hố đào:  $H_{\text{dao}} = 3.1 \text{ m}$
- + Đất đào gồm có 2 lớp đất: cát san lấp (1.3m) và sét dẻo mềm (1.8m)

⇒ Chọn máy đào gầu nghịch (dẫn động thủy lực) mã hiệu EO-4321 có các thông số kỹ thuật như sau (*tra bảng 35 – Máy xây dựng – Nguyễn Tiến Thụ*)

**Bảng 11.5** – Thông số máy đào

Mã hiệu	q	R	h	H	t <sub>ck</sub>
	(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(m)	(giây)
EO-4321	0.65	8.95	5.5	5.5	16

+ Năng suất máy đào được tính theo công thức:  $N = q \cdot N_{ck} \cdot k_1 \cdot k_{tg}$ , (m<sup>3</sup> / h)

*Trong đó:*

- $q = 0.65\text{m}^3$  – dung tích gầu
- $k_d = 0.9$  – hệ số đầy gầu
- $k_t = 1.25$  – hệ số tơi của đất
- $k_{tg} = 0.75$  – hệ số sử dụng thời gian

⇒ Hệ số qui về đất nguyên thổ:  $k_1 = \frac{k_d}{k_t} = \frac{0.9}{1.25} = 0.72$

-  $N_{ck} = \frac{3600}{T_{ck}} = \frac{3600}{17.6} = 204.55$  (lần/h)

*Trong đó:*

$T_{ck} = t_{ck} \cdot k_{vt} \cdot k_{quay}$ , ( $T_{ck}$  – thời gian của một chu kì quay)

$t_{ck} = 16\text{s}$  - tra bảng 35 số tay máy xây dựng

$k_{vt} = 1.1$  - hệ số điều kiện khi đổ đất lên thùng xe

$k_{quay} = 1$  - hệ số phụ thuộc góc quay  $\varphi$ , cần với  $\varphi = 90^\circ$

⇒  $T_{ck} = 16 \times 1.1 \times 1 = 17.6$

⇒ Năng suất của máy đào:

$N = 0.65 \times 204.55 \times 0.72 \times 0.75 = 71.79$  (m<sup>3</sup> / h)

⇒ Năng suất của một máy đào trong một ca (8h):

$V_{ca} = N \cdot t = 71.79 \times 8 = 574.36$  (m<sup>3</sup> / h)

+ Số ca máy đào cần thiết là:  $n = \frac{V_{may}}{V_{ca}} = \frac{5177}{574.36} = 10.7$  (ca) ⇒ chọn  $n = 11$  (ca)



+ Tính toán bề rộng theo phương ngang của hố đào:

$$R^2 = S^2 + l_o^2 \Rightarrow S = \sqrt{R^2 - l_o^2}$$

Trong đó:

$l_o$  – bước di chuyển của máy đào theo thiết kế,  $l_o = R - R_{\min} = 7.2 - 5 = 2.2m$

$R_{\min}$  – bán kính đào nhỏ nhất của đáy hố đào,  $R_{\min} = a + B + 1.5 = 1.5 + 2 + 1.5 = 5m$

$R$  – bán kính đào đất theo thiết kế,  $R = 0.8R_{\max} = 0.8 \times 8.95 = 7.2m$

$S$  – bề rộng một nửa hố đào theo phương ngang hố đào tại cao trình -1.5m:

$$S = \sqrt{7.2^2 - 2.2^2} = 6.8m \Rightarrow \text{chọn } S = 5m$$

$S_{\min}$  – bề rộng một nửa hố đào theo phương ngang hố đào tại cao trình -3.1m

$$S_{\min} = S - \frac{H}{i} = 5 - \frac{4}{1:0.5} = 3m, \text{ i: hệ số mái dốc tra bảng 1.2 sách KTTC ứng với đất}$$

sét i = 1:0.5)

$\Rightarrow$  Chọn bề rộng khoang đào 5m, số khoang đào  $n = 54/5 = 10.8$ . Ta chọn 11 khoang đào

### 11.2.2.3. Chọn ô tô vận chuyển

+ Chọn loại xe tải DEAWOO CXZ46RI có dung tích thùng xe  $7m^3$ , khoảng cách vận chuyển 4km (khoảng cách giả định), tốc độ xe 20km/h, năng suất máy đào là  $71.79(m^3/h)$ .

**Bảng 11.6** – Thông số xe vận chuyển

DEAWOO CXZ46RI	Bề rộng thùng	Bề rộng xe	Khoảng cách
V ( $m^3$ )	b (m)	B (m)	d (m)
7	2.2	2.495	6

+ Số lượng xe chở đất:  $m = \frac{T}{t_{ch}} = \frac{t_{ck} + t_{dv} + t_d + t_q}{t_{ch}}$

-  $t_d$  - thời gian đổ đất ra khỏi xe,  $t_d = 2$  phút

-  $t_q$  - thời gian quay xe,  $t_q = 2$  phút

-  $t_{ck}$  - thời gian đổ đất đầy lên xe

-  $t_{ch} = \frac{q}{N} \cdot 60 = \frac{7}{71.79} \times 60 = 5.85$  phút  $\Rightarrow$  chọn 6 phút

-  $t_{dv}$  - thời gian đi và về của xe,  $t_{dv} = \frac{2 \times 4 \times 60}{20} = 24$  phút

-  $T$  - thời gian của một chuyến xe,  $T = 6 + 2 + 2 + 24 = 34$  phút

$\Rightarrow$  Số xe cần thiết:  $m = \frac{T}{t_{ch}} = \frac{34}{6} = 5.67$  xe

$\Rightarrow$  Chọn 6 xe vận chuyển đất (phục vụ cho một máy đào), dung tích thùng xe là  $7m^3$

#### 11.2.2.4. Tổ chức mặt bằng thi công đào đất

Trên mặt bằng, máy di chuyển giạt lùi về phía sau theo hình chữ chi. Tại mỗi vị trí máy đứng đào đến cao trình -3m, đầy gầu thì đổ sang xe vận chuyển.

Chi tiết xem bản vẽ TC-02

### 11.3. BIỆN PHÁP THI CÔNG ĐÀI MÓNG

#### 11.3.1. Tính toán khối lượng bê tông

##### 11.3.1.1. Bê tông lót móng

- + Sau khi đào đất và xác định vị trí hồ móng xong ta tiến hành đập đầu cọc để lấy cốt thép neo vào đài móng và tiến hành đổ bê tông lót móng.
- + Bê tông lót móng đá 10x20 dày 100 mác 150.
- + Tiến hành đổ bê tông lót thủ công tại công trường

**Bảng 11.7** – Khối lượng bê tông lót móng

Móng	Số lượng móng	Kích thước móng (m)			Thể tích (m <sup>3</sup> )
		Dài	Rộng	Cao	
M1	4	7.2	6.6	0.1	19
M2	4	5.2	4.8	0.1	10
M3	4	5.2	4.8	0.1	10
M4	4	5.2	4.8	0.1	10
M5	4	3.2	3.2	0.1	4
M6	1	19.2	13.2	0.1	25
<b>Tổng thể tích bê tông lót</b>					<b>78</b>

**11.3.1.2. Bê tông đài móng**

Khối lượng bê tông đài móng đợt 1 như sau:

**Bảng 11.8 – Khối lượng bê tông đài móng**

Móng	Số lượng móng	Kích thước móng (m)			Thể tích (m <sup>3</sup> )
		Dài	Rộng	Cao	
M1	4	7	6.4	1.25	224
M2	4	5	4.6	1.25	115
M3	4	5	4.6	1.25	115
M4	4	5	4.6	1.25	115
M5	4	3	3	1.25	45
M6	1	19	13	1.25	309
<b>Tổng thể tích bê tông lót</b>					<b>923</b>

**11.3.2. Tính toán cốp pha**

• **Công tác chuẩn bị:**

- + Sau khi lắp dựng xong cốt thép đài, cổ móng ta tiến hành định vị lắp dựng cốp pha đài móng.
- + Cốp pha ván thành dùng cốp pha tiêu chuẩn bằng nhựa, sườn ngang và sườn đứng dùng thép hộp 50x50x2mm (thép CT3) liên kết với nhau bằng khóa của bộ sản phẩm Fuvi. Thanh chống xiên Hòa Phát K-102 có chiều dài ống ngoài 1.5m, chiều dài ống trong 2m, chịu lực nén tối đa 2000 kG.

<b>Standard Filler Panel Size</b>					
	200	250	300	500	1000
200	x	x	x	x	x
250		x	x	x	x
300			x	x	x
500					x
1000					x

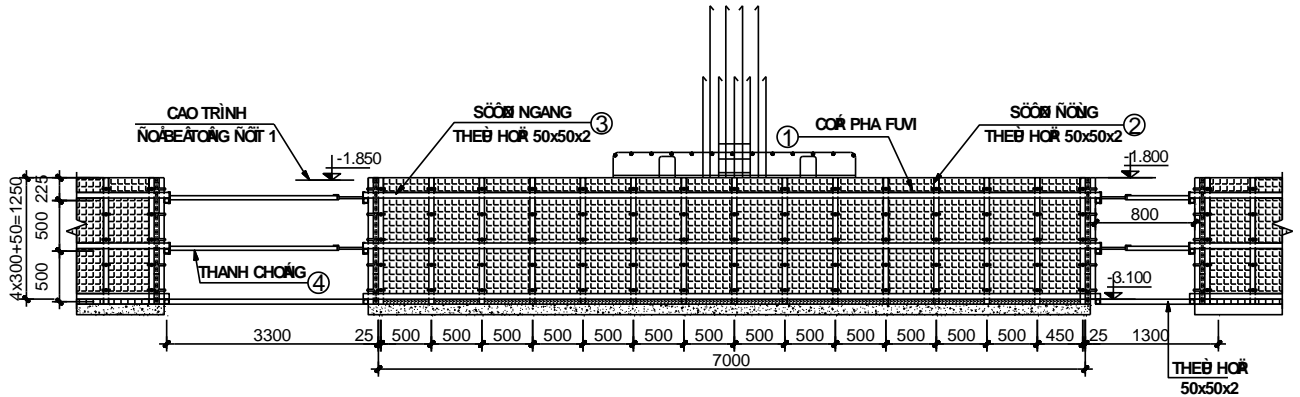
<b>Secondary Filler Panel Size</b>					
	200	250	300	500	1000
75	x	x	x	x	x
100	x	x	x	x	x
125	x	x	x	x	x
150	x	x	x	x	x
225	x	x	x	x	x

**Hình 11.8 – Catalouge cốp pha Fuvicoppha**

Đơn vị cung cấp:

**FUVI FORMWORK INTERNATIONAL**  
 E-town Building, 9<sup>th</sup> Floor - 364 Cong Hoa St., Tan Binh Dist., Ho Chi Minh City, Vietnam  
 Tel: (84) 8 - 812 7889 - Fax: (84) 8 - 812 7886 - Email: info@fuvicoppha.com - Website: www.fuvicoppha.com

- **Tính cốt pha móng điển hình M1:**
  - + **Kích thước dài:** 7x6.4x1.6 (m), nhưng do đợt 3 ta đổ bê tông chung với sàn tầng hầm nên chỉ làm cốt pha tới cao trình đáy sàn tầng hầm -1.8m.
  - + **Cấu tạo:**



Hình 11.9 – Mặt đứng cốt pha móng M1

2	2	2	2	2	2	2
1	1	1	1	1	1	1
1	1	1	1	1	1	1
1	1	1	1	1	1	1

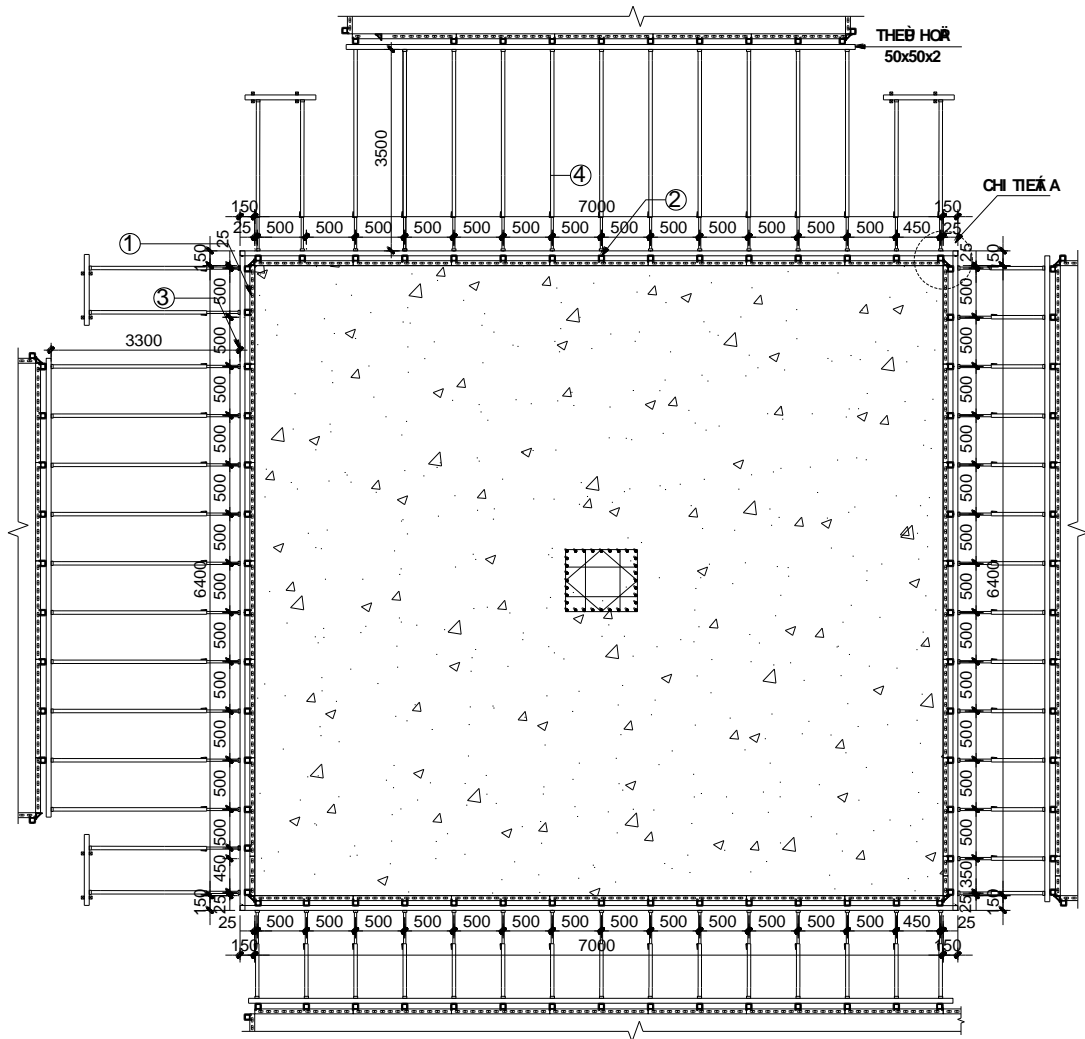
Hình 11.10 – Tổ hợp cốt pha móng M1 mặt 7m

2	2	2	2	2	2	2
1	1	1	1	1	1	5 5
1	1	1	1	1	1	4 4
1	1	1	1	1	1	3 3
1	1	1	1	1	1	3 3
1	1	1	1	1	1	3 3

Hình 11.11 – Tổ hợp cốt pha móng M1 mặt 6.4m

Bảng 11.9 – Bảng tổ hợp cốt pha móng M1

STT	LOẠI CỐT PHA FUVI	SỐ LƯỢNG
1	1000x300x50	104
2	1000x50x50	14
3	300x200x50	12
4	200x200x50	4
5	200x150x50	4



Hình 11.12 – Mặt bằng cốp pha móng M1

+ Tải trọng

Tải trọng ngang của vữa bê tông khi đổ và đầm (dùng đầm dùi để đầm):

$$P = g.H + P_d$$

**Trong đó:**

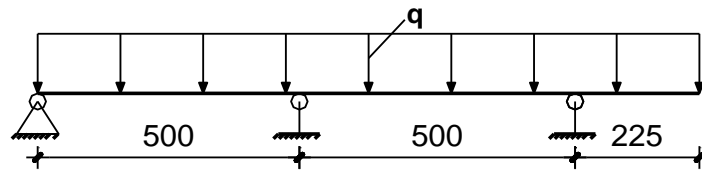
- $P_d$  - tải trọng động do đổ bê tông vào ván khuôn. Lấy  $P_d = 400(kG/m^2)$  (đổ bê tông bằng máy bơm).
- $g$  - dung trọng của 1  $m^3$  bê tông. Lấy  $g = 2500(kG/m^3)$ .
- $H$  - chiều cao lớp bê tông sinh ra áp lực ngang. Khi đầm dùi lấy  $H = 0,75(m)$ .

⇒ Tải trọng ngang của vữa bê tông khi đổ và đầm:

$$P = 2500 \times 0.75 + 400 = 2275(kG/m^2).$$

+ **Sơ đồ tính**

- **Sườn đứng (2):** 50x50x2m



**Hình 11.13** – Sơ đồ tính sườn đứng (2)

- Theo cách bố trí thì tính các sườn đứng như tính dầm liên tục có nhịp 0.5m chịu tải phân bố đều gổ lên các sườn ngang.
- Tải trọng tác dụng lên sườn đứng:

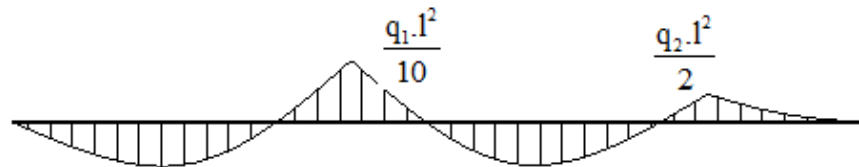
$$q_{tc} = 2275 \times 0.5 = 1137.5 \text{ (kG / m)} = 11.38 \text{ (kG / cm)}$$

$$q_{tt} = 1.3 \times 11.38 = 14.79 \text{ (kG / cm)}; n = 1.3$$

- **Sườn ngang (3):** do cấu tạo thanh chống xiên liên kết với sườn ngang tại vị trí liên kết với thanh sườn đứng nên thanh sườn ngang không chịu uốn mà chỉ đóng vai trò định vị cốp pha.

+ **Nội lực**

- **Sườn đứng (2)**



**Hình 11.14** – Biểu đồ môment sườn đứng

$$\frac{q'' \cdot l_2^2}{2} = \frac{14.79 \times 17.5^2}{2} = 2265 \text{ kG.cm}; \quad \frac{q'' \cdot l_1^2}{10} = \frac{14.79 \times 50^2}{10} = 3698 \text{ kG.cm}$$

$$\Rightarrow M = \max (2265, 3698) = 3698 \text{ kG}$$

- **Thanh chống (4)**

Thanh chống chịu lực nén dọc trục , lấy gần đúng và thiên về an toàn ta lấy lực nén lớn nhất tác dụng lên thanh chống bằng lực tập trung của sườn đứng tác dụng lên sườn ngang truyền vào thanh chống:  $P = q_o \times 50 = 14.79 \times 50 = 740 \text{ kG}$

**+ Kiểm tra****▪ Sườn đứng (2)**

- Theo điều kiện cường độ:

$$M_{\max} / W = 3698 / 6 = 626 \text{ (kG / cm}^2\text{)} < [\sigma] = 2100 \text{ (kG / cm}^2\text{)}$$

- Kiểm tra độ võng:

$$\frac{f}{l} = \frac{5q^2 l^4}{384EJ} = \frac{5 \times 11.38 \times 0.6^4 \times 10^6}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 14.77} = 1.22 \times 10^{-4} < \left[ \frac{f}{l} \right] = \frac{3}{1000} = 3 \times 10^{-3}$$

⇒ Vậy tiết diện đã chọn đảm bảo về cường độ và biến dạng

**▪ Thanh chống (4)**

$P = 740 \text{ kG} < [N] = 2000 \text{ kG} \Rightarrow$  Vậy thanh chống đảm bảo điều kiện chịu lực

## CHƯƠNG 12: THIẾT KẾ BIỆN PHÁP THI CÔNG TẦNG HẦM

### 12.1. TÍNH TOÁN KHỐI LƯỢNG BÊ TÔNG

#### 12.1.1. Sàn hầm

**Bảng 12.1** – Khối lượng bê tông sàn hầm

Cấu kiện	Kích thước cấu kiện (m)			Thể tích
	Dài (l)	Rộng (b)	Cao (h)	(m <sup>3</sup> )
Sàn hầm	48	28.5	0.3	410.4
Dầm sàn hầm	128	0.4	0.6	30.72
Tổng cộng				441.12

#### 12.1.2. Vách hầm

**Bảng 12.2** – Khối lượng bê tông dầm sàn, mũ cột tầng 2

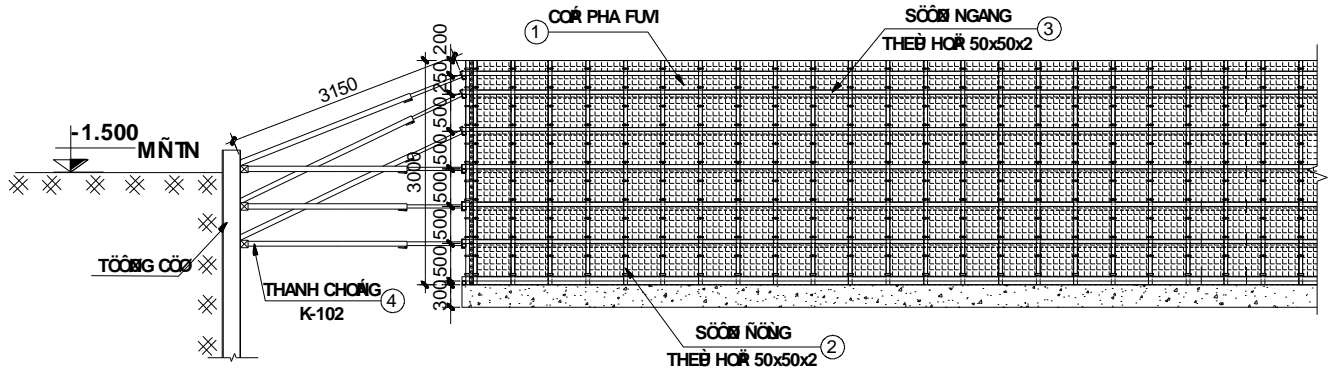
Cấu kiện	Kích thước cấu kiện (m)			Thể tích
	Dài (l)	Rộng (b)	Cao (h)	(m <sup>3</sup> )
Vách hầm	231	0.3	2.6	180
C700x800	10.4	0.7	0.8	5.82
C600x700	31.2	0.6	0.7	13.10
C500x500	10.4	0.5	0.5	2.60
Tổng cộng				202

### 12.2. TÍNH TOÁN CỘP PHA VÁCH HẦM

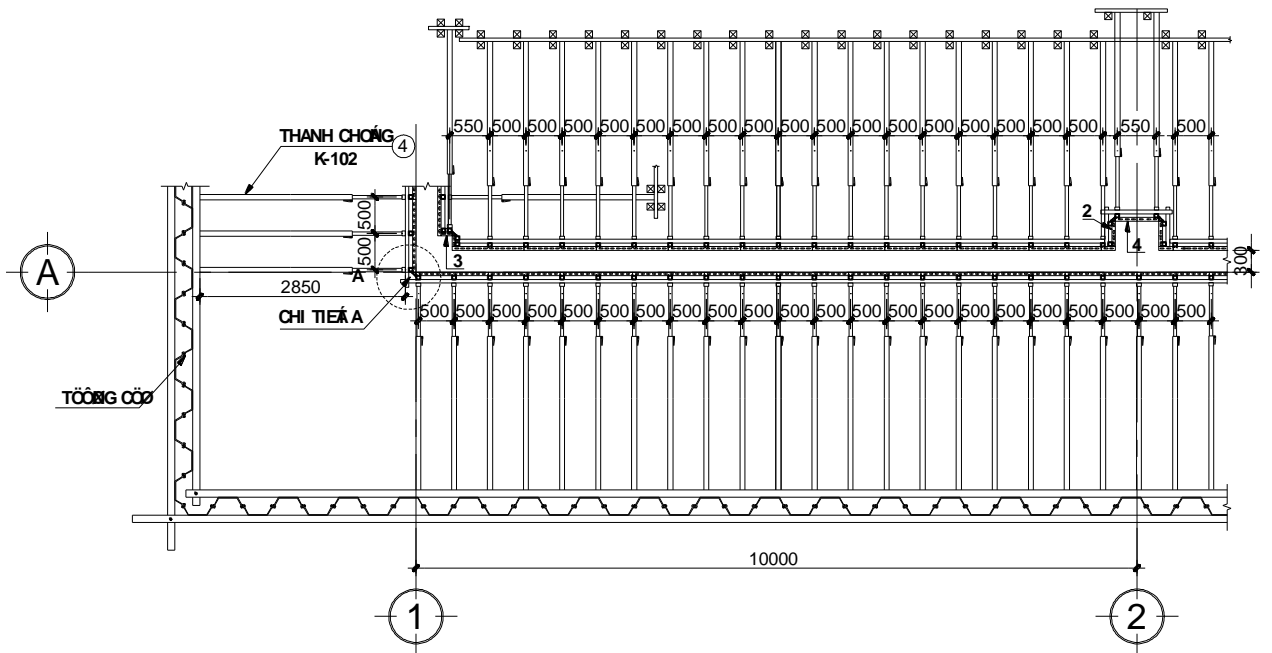
- **Cấu tạo**

Gồm các tấm cốp pha điển hình (FUVI) 1000 x 500mm gác lên hệ thống sườn phụ là các thanh thép hộp cách nhau 0.33m và sườn chính là thép hộp 100x50x2mm cách nhau 1m, sử dụng cây chống Hòa Phát. Ngoài ra, còn sử dụng một số tấm cốp pha FUVI có kích thước nhỏ hơn

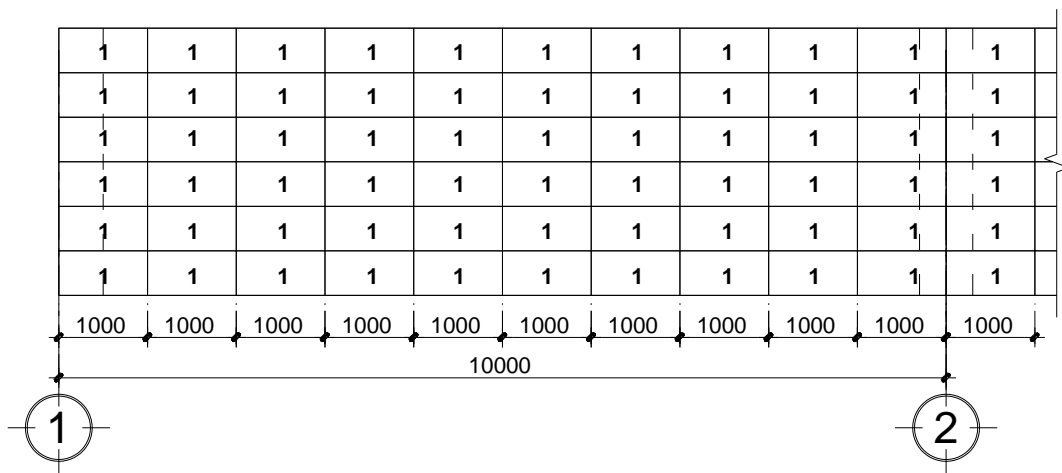




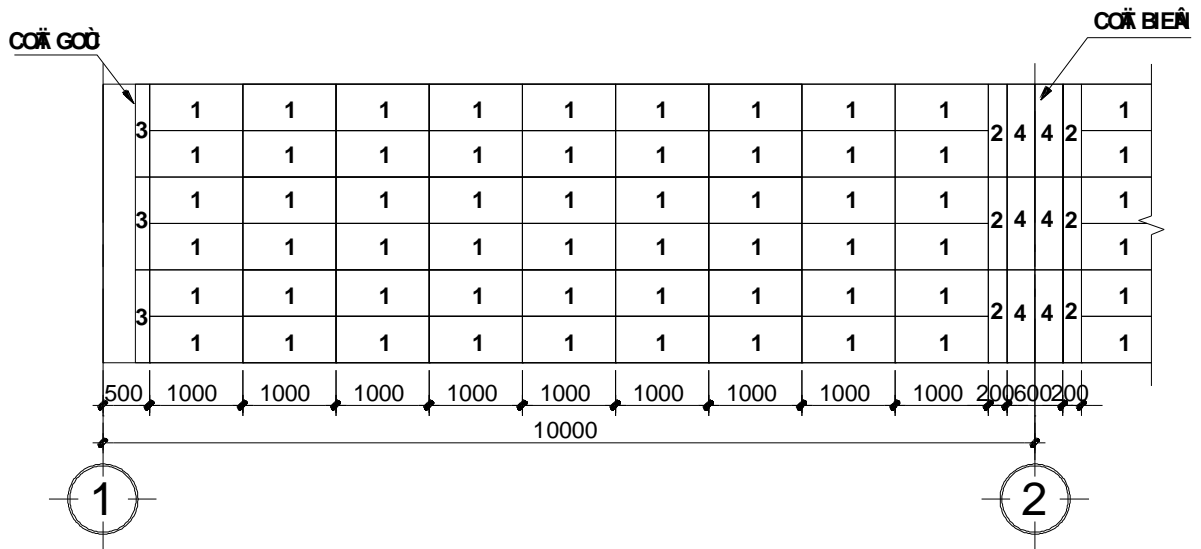
Hình 12.1 – Mặt đứng cốp pha vách hầm



Hình 12.2 – Mặt bằng cốp pha vách hầm



Hình 12.3 – Tổ hợp cốp pha mặt ngoài vách hầm



Hình 12.4 – Tổ hợp cốt pha mặt trong vách hầm

Bảng 12.3 – Kí hiệu cốt pha vách hầm

STT	LOẠI CỐT PHA FUVI
1	1000x500x50
2	1000x200x50
3	1000x150x50
4	1000x300x50

• Tải trọng

- Tải trọng tiêu chuẩn:  $q_{tc} = \gamma.H + \sum q_d$

$\gamma.H = 2500 \times 0.75 = 1875 \text{ kG} / \text{m}^2$ : áp lực ngang của bê tông mới đổ

H – chiều cao mỗi lớp hỗn hợp bê tông tính bằng m (H < R)

$$\sum q_d = q_{d1} + q_{d2}$$

$q_{d1} = 400 \text{ kG} / \text{m}^2$ : tải trọng do đổ bê tông bằng máy

$q_{d2} = 200 \text{ kG} / \text{m}^2$ : tải trọng do đầm rung

Tuy nhiên, đối với cốt pha đứng, thường khi đổ thì không đầm và ngược lại, do vậy khi tính toán lấy giá trị lớn hơn

$$\Rightarrow q_{tc} = \gamma.H + \sum q_d = 1875 + 400 = 2275 \text{ kG} / \text{m}^2$$

- Tải trọng tính toán:  $q_{tt} = n \times q_{tc}$

$n = n_d = 1.3$  – hệ số vượt tải (tra bảng A.3 – TCVN 4453:1995)

$$\Rightarrow q_{tt} = 1.3 \times q_{tc} = 1.3 \times 2275 = 2958 \text{ kG / m}^2$$

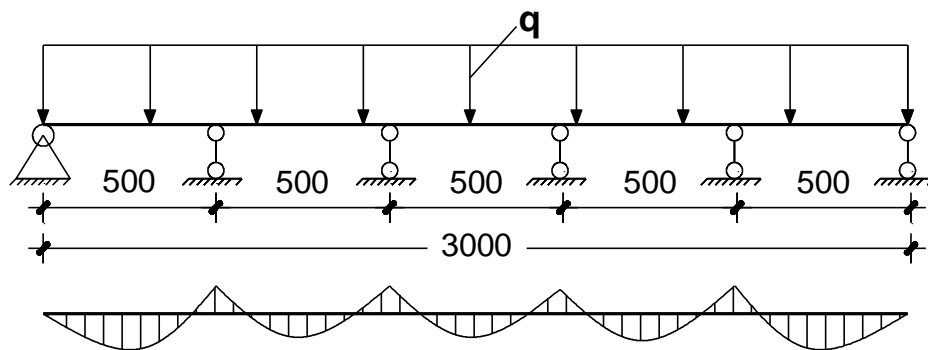
• **Sơ đồ tính**

+ **Sườn đứng (2)**

- Coi sườn đứng làm việc như một dầm liên tục nhịp 0.5m gối tựa lên các sườn ngang
- Tải phân bố đều tác dụng lên sườn đứng:

$$q^{tc} = 2275 \times 0.5 = 1138 \text{ kG / m}$$

$$q^{tt} = 2958 \times 0.5 = 1479 \text{ kG / m}$$



**Hình 12.5** – Sơ đồ tính sườn đứng

+ **Sườn ngang (3)**

Do cấu tạo thanh chống liên kết với sườn ngang tại vị trí liên kết với thanh sườn đứng nên thanh sườn ngang không chịu uốn mà chỉ đóng vai trò định vị cốp pha.

+ **Cây chống (4)**

Thanh chống gồm có thanh ngang và cả thanh xiên, lấy gần đúng và thiên về an toàn ta lấy lực nén lớn nhất tác dụng lên thanh chống bằng lực tập trung của sườn đứng tác dụng lên sườn ngang truyền vào thanh chống:  $P = q_{tt} \times 0.5 = 1479 \times 0.5 = 740 \text{ kG}$

• **Nội lực**

+ **Sườn đứng (2)**

- Môment tính toán:  $M = \frac{q^{tt} \cdot l^2}{10} = \frac{1479 \times 0.5^2}{10} = 36.98 \text{ kG.m}$

- Môment kháng uốn (thép hộp 50x50x2mm):  $W = \frac{I}{h/2} = \frac{14.77}{2.5} = 6 \text{ cm}^3$

+ **Cây chống (4)** : P = 740 kG

• **Kiểm tra**

+ **Sườn đứng (2)**

- Kiểm tra theo điều kiện cường độ

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{36.98 \times 100}{6} = 616.33 \text{ kG / cm}^2 < [R] = 2100 \text{ kG / cm}^2$$

- Kiểm tra theo điều kiện độ võng

$$\frac{f}{l} = \frac{5q^2 l^4}{1.384EI} = \frac{5 \times 1138 \times 0.5 \times 10^6}{0.5 \times 384 \times 2.1 \times 10^6 \times 14.77} = 4.8 \times 10^{-3} < \left[ \frac{f}{l} \right] = \frac{3}{500} = 6.10^{-3}$$

⇒ Vây sườn đứng đảm bảo điều kiện về cường độ và độ võng

+ **Cây chống (4)**

- Chọn cây chống Hòa Phát mã hiệu K – 102 có [N] = 2000 kG > P = 740 kG

- Thông số cây chống K – 102

**Bảng 12.4** – Thông số cây chống Hòa Phát mã hiệu K – 102

Model	Chiều cao ống ngoài (mm) (height of outer pipe)	Chiều cao ống trong (mm) (height of inner pipe)	Chiều cao sử dụng (working height)		Tải trọng (loading)		Trọng lượng (kg) (weight)
			Tối thiểu (mm) min	Tối đa (mm) max	Khi đóng (kg) in close	Khi kéo (kg) in pulling	
K-102	1.500	2.000	2.000	3.500	2.000	1.500	10,2

## CHƯƠNG 13: THIẾT KẾ BIỆN PHÁP THI CÔNG KHUNG SÀN ĐIỀN HÌNH

### 13.1. TÍNH TOÁN KHỐI LƯỢNG BÊ TÔNG TẦNG 3

#### 13.1.1. Dầm sàn, mũ cột

**Bảng 13.1** – Khối lượng bê tông dầm sàn, mũ cột tầng 2

Cấu kiện	Kích thước cấu kiện (m)			Thể tích
	Dài (l)	Rộng (b)	Cao (h)	(m <sup>3</sup> )
Dầm biên	153	3	0.5	229.50
Sàn	48	28.5	0.23	314.64
Mũ cột giữa	3.3	3.3	0.17	1.85
Mũ cột biên	3.3	1.7	0.17	0.95
Mũ cột góc	1.7	1.7	0.17	0.49
Mũ lõi cứng	64	1.5	0.17	16.32
<b>Tổng cộng</b>				<b>565</b>

#### 13.1.2. Cột

**Bảng 13.2** – Khối lượng bê tông cột - vách tầng 3

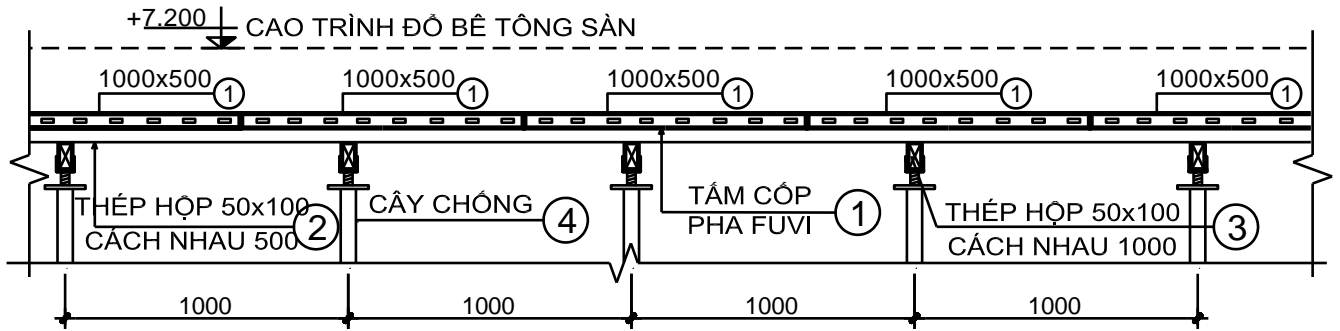
Cấu kiện	Kích thước cấu kiện (m)			Thể tích
	Dài (l)	Rộng (b)	Cao (h)	(m <sup>3</sup> )
C700x800	10.4	0.7	0.8	5.82
C600x700	31.2	0.6	0.7	13.10
C500x500	10.4	0.5	0.5	2.60
Vách	78.2	0.3	2.6	61
<b>Tổng cộng</b>				<b>83</b>

### 13.2. TÍNH TOÁN CỘP PHA

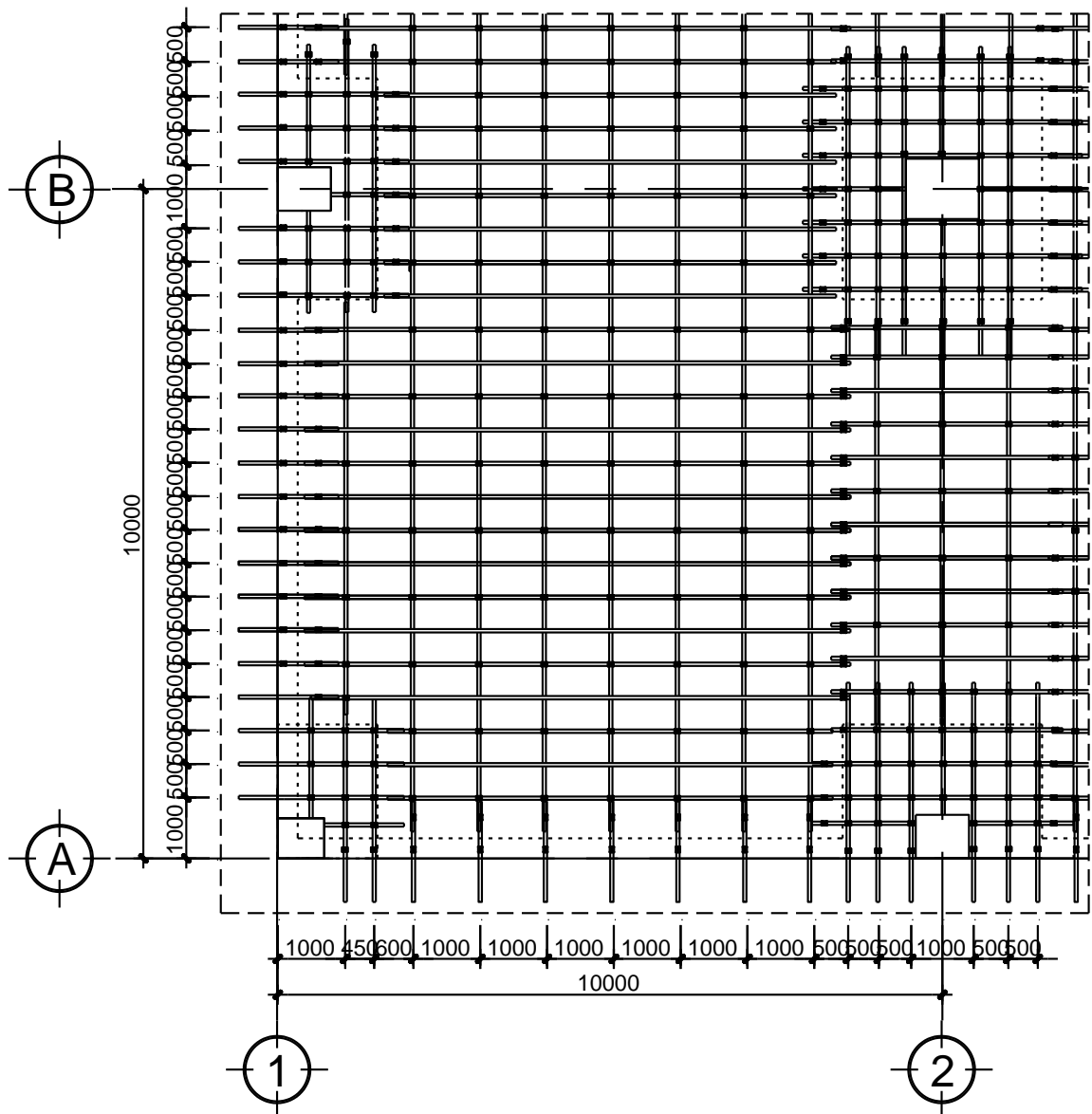
#### 13.2.1. Sàn

- **Cấu tạo**

Gồm các tấm cốp pha điển hình (FUVI) 1000 x 500mm gác lên hệ thống sườn phụ là các thanh thép hộp cách nhau 0.5m và sườn chính là thép hộp 100x50x2mm cách nhau 1m, sử dụng hệ cây chống. Ngoài ra, còn sử dụng một số tấm cốp pha FUVI có kích thước nhỏ hơn



Hình 13.1 – Cấu tạo cốp pha sàn



Hình 13.2 – Mặt bằng cây chông và sườn đỡ ô sàn điển hình



• **Tải trọng**

**Bảng 13.4** – Tải trọng tác dụng lên 1m<sup>2</sup> sàn

Tải trọng	Tải tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	Tải tính toán
	(kG/m <sup>2</sup> )	n	kG/m <sup>2</sup>
Trọng lượng bê tông	0.23x2500 = 575	1.2	690
Trọng lượng tấm cốt pha tiêu chuẩn	11	1.1	12.1
Hoạt tải do người và dụng cụ thi công	250	1.3	325
Tải trọng do đổ bê tông bằng máy	400	1.3	520
Tải trọng do đầm rung	200	1.3	260
Tổng tải trọng tác dụng lên 1m <sup>2</sup> cốt pha sàn	1436		1807

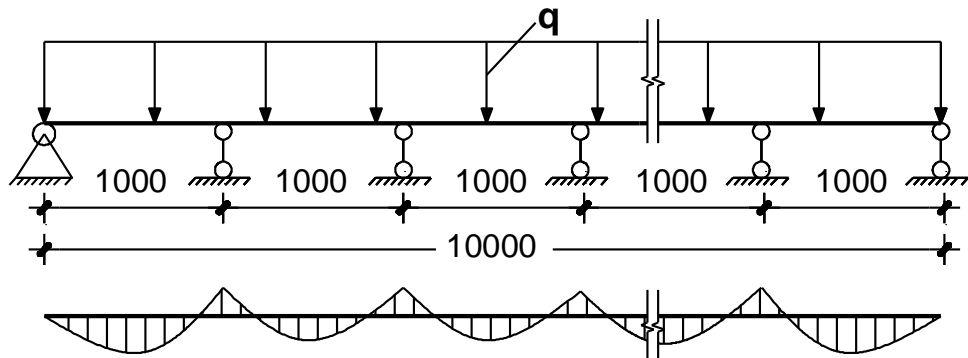
• **Sơ đồ tính**

+ **Sườn phụ (2)**

- Coi sườn phụ làm việc như một dầm liên tục nhịp 1m gối tựa lên các sườn chính
- Tải phân bố đều tác dụng lên sườn phụ:

$$q^{tc} = 1436 \times 0.5 = 718 \text{ kG / m}$$

$$q^{tt} = 1807 \times 0.5 = 904 \text{ kG / m}$$



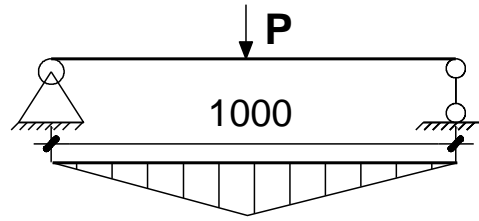
**Hình 13.4** – Sơ đồ tính sườn phụ

+ **Sườn chính (3)**

- Để đơn giản và thiên về an toàn ta coi *sườn chính như dầm đơn giản* chịu tải tập trung gối lên các cây chống. khoảng cách cây chống 1m.
- Lực tác dụng lên sườn chính:

$$P^{tc} = 718 \times 1 = 718 \text{ kG / m}; P^{tt} = 904 \times 1 = 904 \text{ kG / m}$$





Hình 13.5 – Sơ đồ tính sườn chính

+ **Cây chống (4)**

Lực tác dụng lên một cây chống :  $P = q_{\text{cốp pha sàn}}^{\text{tt}} \times S = 1807 \times 1.0 \times 1.0 = 1807 \text{ kG}$

S – diện tích chịu tải của một cây chống

$q_{\text{cốp pha sàn}}^{\text{tt}}$  - tải trọng tác dụng lên  $1\text{m}^2$  cốp pha sàn

• **Nội lực**

+ **Sườn phụ (2)**

- Môment tính toán:  $M = \frac{q^{\text{tt}} \cdot l^2}{10} = \frac{904 \times 0.5^2}{10} = 51.7 \text{ kG.m}$

- Môment kháng uốn (thép hộp 50x50x2mm):  $W = \frac{I}{h/2} = \frac{14.77}{2.5} = 6 \text{ cm}^3$

+ **Sườn chính (3)**

- Môment tính toán:  $M = \frac{P \cdot l}{4} = \frac{914}{4} = 229 \text{ kG.m}$

- Môment kháng uốn (thép hộp 50x100x2mm):  $W = \frac{I}{h/2} = \frac{77.5}{5} = 15.5 \text{ cm}^3$

+ **Cây chống (4) : P = 1807 kN**

• **Kiểm tra**

+ **Sườn phụ (2)**

- Kiểm tra theo điều kiện cường độ

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{W} = \frac{51.7 \times 100}{6} = 875 \text{ kG / cm}^2 < [R] = 2100 \text{ kG / cm}^2$$

- Kiểm tra theo điều kiện độ võng

$$\frac{f}{l} = \frac{P^{\text{tc}} \cdot a \cdot (3l^3 - 4a^2)}{384EI} = \frac{718 \times 0.5 \times (3 \times 1^3 - 4 \times 0.5^2) \times 10^6}{24 \times 2.1 \times 10^6 \times 77.5 \times 1} = 8.84 \times 10^{-4}$$

$$\frac{f}{l} = 8.84 \times 10^{-4} < \left[ \frac{f}{l} \right] = \frac{3}{1000} = 3 \times 10^{-3}$$

⇒ Vậy sườn phụ đảm bảo điều kiện về cường độ và độ võng

+ **Sườn chính (3)**

- Kiểm tra theo điều kiện cường độ

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{51.7 \times 100}{6} = 875 < [R] = 2100 \text{ kG / cm}^2$$

- Kiểm tra theo điều kiện độ võng

$$\frac{f}{l} = \frac{5q^{lc}l^4}{384EI} = \frac{5 \times 914 \times 1^4 \times 10^6}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 14.77} = 2.8 \times 10^{-3} < \left[ \frac{f}{l} \right] = \frac{3}{1000} = 3 \times 10^{-3}$$

⇒ Vậy sườn chính đảm bảo điều kiện về cường độ và độ võng

+ **Cây chống (4)**

- Chọn cây chống Hòa Phát mã hiệu K – 102 có [N] = 2000 kG > P = 1807 kG

- Thông số cây chống K – 102

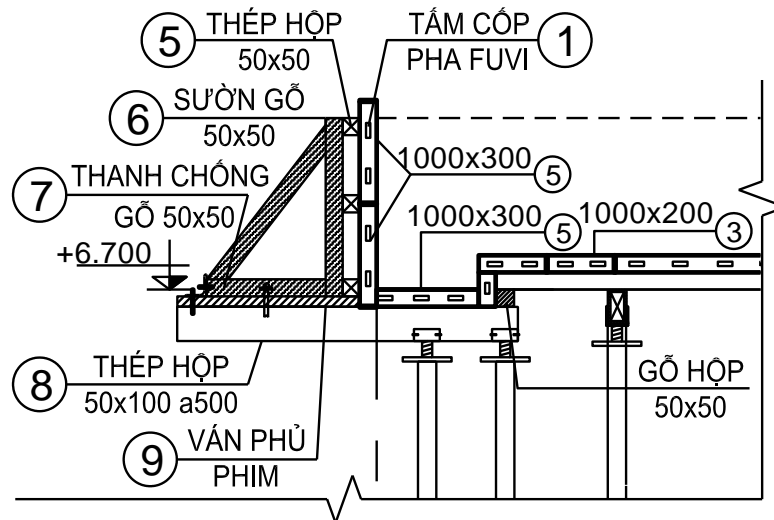
**Bảng 13.5** – Thông số cây chống Hòa Phát mã hiệu K – 102

Model	Chiều cao ống ngoài (mm) (height of outer pipe)	Chiều cao ống trong (mm) (height of inner pipe)	Chiều cao sử dụng (working height)		Tải trọng (loading)		Trọng lượng (kg) (weight)
			Tối thiểu (mm) min	Tối đa (mm) max	Khi đóng (kg) in close	Khi kéo (kg) in pulling	
K-102	1.500	2.000	2.000	3.500	2.000	1.500	10,2

**13.2.2. Dầm biên**

• **Cấu tạo**

- + Cốp pha đáy, thành dùng cốp pha tiêu chuẩn Fuvi có các kích thước 500x1000x50; 300x1000x50; 200x1000x50; tấm góc 150x150x50.
- + Sườn ngang, sườn đứng và chống xiên dùng thép hộp 50x50x2mm.
- + Sườn ngang dưới đáy dầm (pan ngang) dùng thép hộp 50x100x2mm.
- + Cây chống đứng dùng cây chống K – 102 của Hòa Phát.



**Hình 13.6** – Cấu tạo cốp pha dầm biên

• **Tải trọng**

+ Tải trọng tác dụng lên cốp pha đáy

**Bảng 13.6** – Tải trọng tác dụng lên cốp pha đáy dầm

Tải trọng	Tải tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	Tải tính toán
	(kG/m <sup>2</sup> )	n	kG/m <sup>2</sup>
Trọng lượng bê tông	0.5x2500 = 1250	1.2	1500
Trọng lượng tấm cốp pha tiêu chuẩn	11	1.1	12.1
Hoạt tải do người và dụng cụ thi công	250	1.3	325
Tải trọng do đổ bê tông bằng máy	400	1.3	520
Tải trọng do đầm rung	200	1.3	260
Tổng tải trọng tác dụng lên 1m <sup>2</sup> cốp pha sàn	2111		2617

+ Tải trọng tác dụng lên cốp pha thành

- Tải trọng tiêu chuẩn:  $q_{tc} = \gamma.H + \sum q_d$

$\gamma.H = 2500 \times 0.6 = 1500 \text{ kG / m}^2$ : áp lực ngang của bê tông mới đổ

H – chiều cao mỗi lớp hỗn hợp bê tông tính bằng m (H < R)

$\sum q_d = q_{d1} + q_{d2}$

$q_{d1} = 400 \text{ kG / m}^2$ : tải trọng do đổ bê tông bằng máy

$q_{d2} = 200 \text{ kG / m}^2$ : tải trọng do đầm rung

Tuy nhiên, đối với cốp pha đứng, thường khi đổ thì không đầm và ngược lại, do vậy khi tính toán lấy giá trị lớn hơn

$$\Rightarrow q_{tc} = \gamma \cdot H + \sum q_d = 1500 + 400 = 1900 \text{ kG / m}^2$$

- Tải trọng tính toán:  $q_{tt} = n \cdot q_{tc}$

$n = n_d = 1.3$  – hệ số vượt tải (tra bảng A.3 – TCVN 4453:1995)

$$\Rightarrow q_{tt} = 1.3 \cdot q_{tc} = 1.3 \cdot 1900 = 2470 \text{ kG / m}^2$$

### • Sơ đồ tính

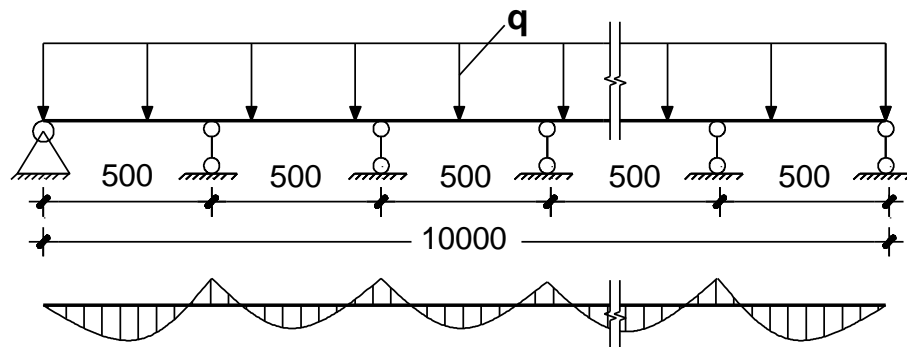
#### + Sườn ngang (5)

- Xem sườn ngang như một dầm liên tục trên các gối tựa là các sườn đứng có nhịp 0.5 m (tùy theo chiều dài nhịp mà khoảng cách này có thể thay đổi nhưng không được vượt quá 0.5m). Chiều dài cốp pha tùy theo nhịp của dầm (từ mép cột này đến mép cột lân cận), lấy điển hình nhịp 10m

- Tải phân bố đều

$$q_{tc} = 1900 \cdot 0.2 = 380 \text{ kG / m}$$

$$q_{tt} = 2470 \cdot 0.2 = 494 \text{ kG / m}$$

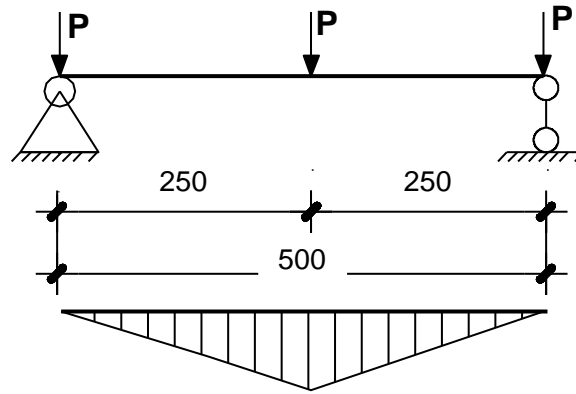


**Hình 13.7** – Sơ đồ tính sườn ngang (5)

#### + Sườn đứng (6)

- Bố trí các thanh sườn đứng trên các thanh pan ngang cách nhau 0.5m, chiều dài trung bình của sườn đứng là 0.6m, ta xem sườn đứng như dầm đơn giản trên 2 gối tựa là thanh xiên và thanh ngang.

- Tải tập trung trên sườn đứng:  $P = q^{\text{sườn ngang}} \cdot x_b = 494 \cdot 0.5 = 247 \text{ kG}$



Hình 13.8 – Sơ đồ tính sườn đứng (6)

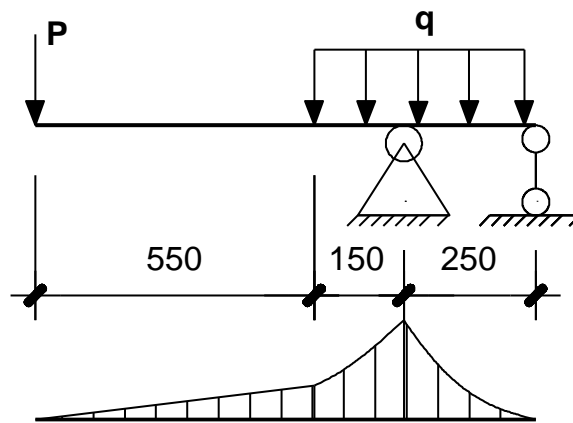
+ Thanh chống (7)

Thanh chống xiên và ngang chịu lực nén dọc trục do thanh sườn đứng truyền vào. Đối với thanh xiên, lực nén dọc trục lớn hơn thanh ngang  $\Rightarrow$  chọn trường hợp lớn nhất kiểm tra cho thanh chống xiên và ngang :

$$N = 0.9P / (0.5 \times \cos 52^\circ) = 255 \text{ kG} (\alpha = 52^\circ)$$

+ Sườn đáy dầm (8)

- Sườn pan đặt cách nhau 0.5m, thanh chống đặt cách nhau 1m
- Tải trọng là các lực tập trung và phân bố truyền từ thanh xiên và cột pha đáy



Hình 13.9 – Sơ đồ tính sườn đáy dầm (8)

+ Cây chống đáy (4)

Lực tác dụng lên một cây chống  $N = 754 \text{ kG}$

- **Nội lực**

+ **Sườn ngang (5):** thép hộp 50x50x2mm

- Môment tính toán:  $M = \frac{q^t \cdot l^2}{10} = \frac{494 \times 0.5^2}{10} = 12.35 \text{ kG.m}$

- Môment kháng uốn:  $W = \frac{I}{h/2} = \frac{14.7}{1.5} = 9.8 \text{ cm}^3$

+ **Sườn đứng (6):** gỗ hộp 50 x 50 mm

- Môment tính toán:  $M_{\max} = \frac{P \cdot L}{4} = \frac{247 \times 0.5}{4} = 30.88 \text{ kG.m}$

- Môment kháng uốn :  $W = \frac{I}{h/2} = \frac{14.77}{2.5} = 6 \text{ cm}^3$

+ **Cây chống (7):** N = 255 kN

+ **Sườn đáy dầm (8):** thép hộp 50x100x2mm

- Môment tính toán:

$$M = P \times 0.7 + q \times 0.15 \times 0.075 = 200 \times 0.7 + 1235 \times 0.15 \times 0.075 = 154 \text{ kG.m}$$

- Môment kháng uốn (thép hộp 50x100x2mm):  $W = \frac{I}{h/2} = \frac{77.5}{5} = 15.5 \text{ cm}^3$

+ **Cây chống đáy (4):** cây chống Hòa Phát K – 102

- Nội lực  $N_{\max} = 754 \text{ kG}$

- **Kiểm tra**

+ **Sườn ngang (5)**

- Kiểm tra theo điều kiện cường độ

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{12.35 \times 100}{9.8} = 126 \text{ kG / cm}^2 < [R] = 2100 \text{ kG / cm}^2$$

- Kiểm tra theo điều kiện độ võng

$$\frac{f}{l} = \frac{P^t \cdot a \cdot (3l^3 - 4a^2)}{384EI} = \frac{380 \times 0.5 \times (3 \times 1^3 - 4 \times 0.5^2) \times 10^6}{24 \times 2.1 \times 10^6 \times 77.5 \times 1} = 8.84 \times 10^{-4}$$

$$\frac{f}{l} = 8.84 \times 10^{-4} < \left[ \frac{f}{l} \right] = \frac{3}{1000} = 3 \times 10^{-3}$$

⇒ Vậy sườn ngang đảm bảo điều kiện về cường độ và độ võng

+ **Sườn đứng (6):** gỗ hộp 50x50mm

- Kiểm tra theo điều kiện cường độ

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{30.88 \times 100}{6} = 657 < [R] = 2100 \text{ kG / cm}^2$$

- Kiểm tra theo điều kiện độ võng

$$\frac{f}{l} = \frac{5q^2 l^4}{384EI} = \frac{5 \times 4.08 \times 1^4 \times 10^6}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 14.77} = 1.7 \times 10^{-3} < \left[ \frac{f}{l} \right] = \frac{3}{1000} = 3 \times 10^{-3}$$

⇒ Vậy sườn đứng đảm bảo điều kiện về cường độ và độ võng

+ **Cây chống dáy (4):** gỗ hộp 50x50mm

- Kiểm tra theo điều kiện cường độ

$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{754}{5 \times 5} = 30.16 \text{ kG / cm}^2 < [R] = 210 \text{ kG / cm}^2$$

⇒ Vậy cây chống đảm bảo điều kiện về cường độ

+ **Sườn dáy dầm (8):** thép hộp 50x100x2mm

- Kiểm tra theo điều kiện cường độ

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{154 \times 100}{15.5} = 903 \text{ kG / cm}^2 < [R] = 2100 \text{ kG / cm}^2$$

⇒ Vậy pan ngang đảm bảo điều kiện về cường độ và độ võng

+ **Cây chống dáy (4):** cây chống Hòa Phát K – 102

- Chọn cây chống Hòa Phát mã hiệu K – 102 có [N] = 2000 kG > P = 754 kG

- Thông số cây chống K – 102

**Bảng 13.7** – Thông số cây chống Hòa Phát mã hiệu K – 102

Model	Chiều cao ống ngoài (mm) (height of outer pipe)	Chiều cao ống trong (mm) (height of inner pipe)	Chiều cao sử dụng (working height)		Tải trọng (loading)		Trọng lượng (kg) (weight)
			Tối thiểu (mm) min	Tối đa (mm) max	Khi đóng (kg) in close	Khi kéo (kg) in pulling	
K-102	1.500	2.000	2.000	3.500	2.000	1.500	10,2
K-103	1.500	2.400	2.400	3.900	1.900	1.300	11,1
K-103B	1.500	2.500	2.500	4.000	1.850	1.250	11,8

13.2.3. Cột

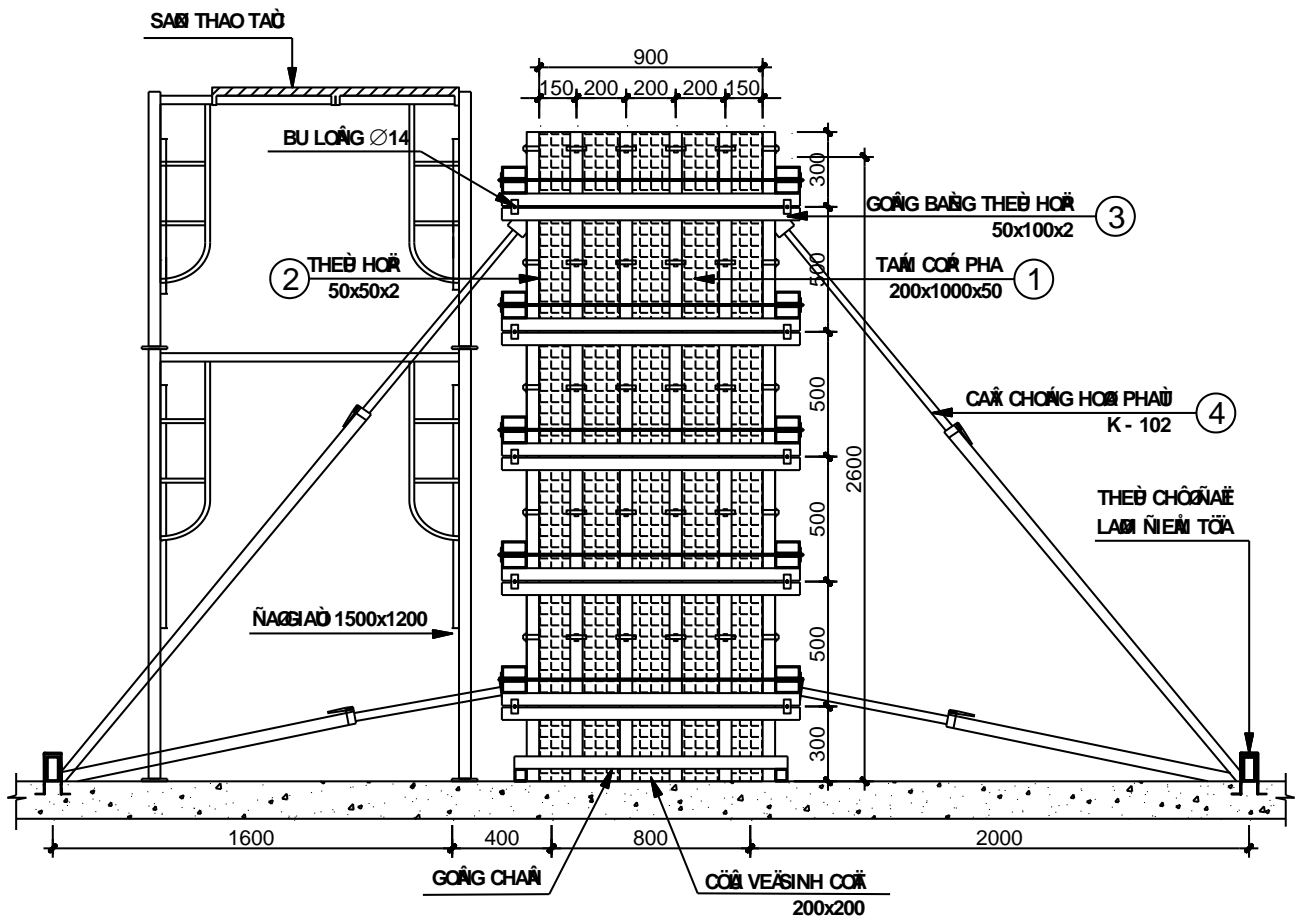
• Cấu tạo

+ Cốp pha cột sử dụng các tấm cốp pha nhựa tiêu chuẩn, sản phẩm của Fuvi, các tấm cốp pha liên kết với nhau bằng các chốt I, các sườn đứng làm bằng thép hộp 50x50 và các gông bằng thép hộp 50x100x2mm để định hình cốp pha và chịu áp lực bê tông truyền qua tấm cốp pha rồi truyền qua gông.

+ Chiều cao đổ bê tông cột điển hình (cột giữa tiết diện 700x800mm)

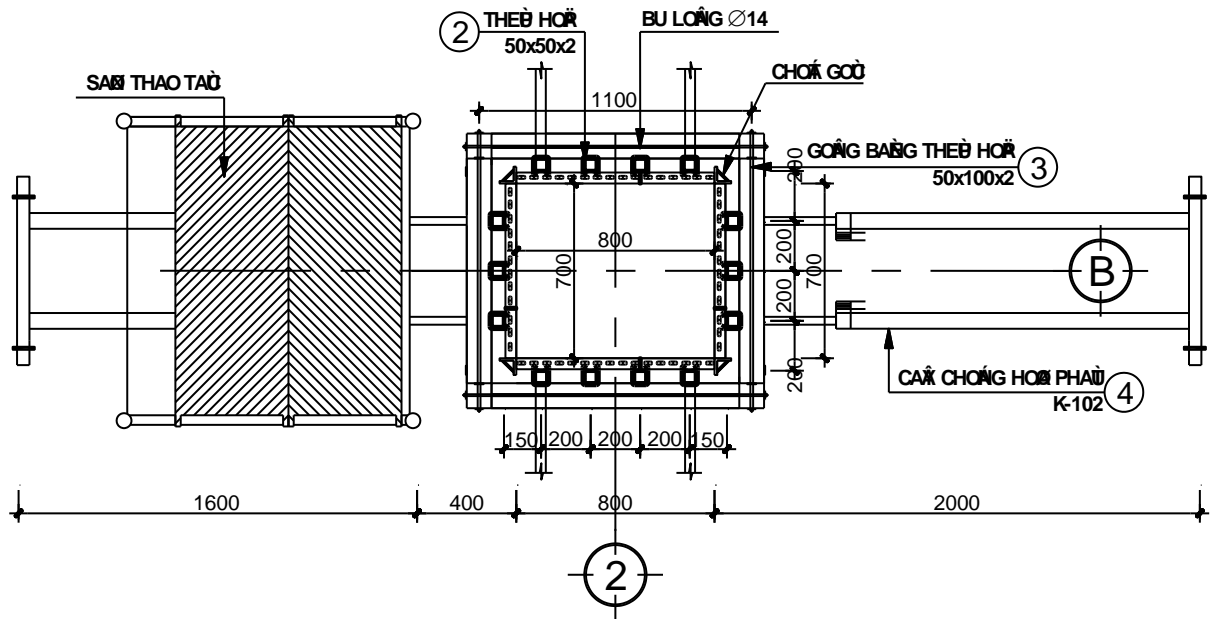
$$h_{bt} = h_t - h_{mũ\ c\otimes t} = 3 - 0.4 = 2.6\ m.$$

+ Cấu tạo cốp pha cột điển hình trục 2 – B có tiết diện 700x800mm

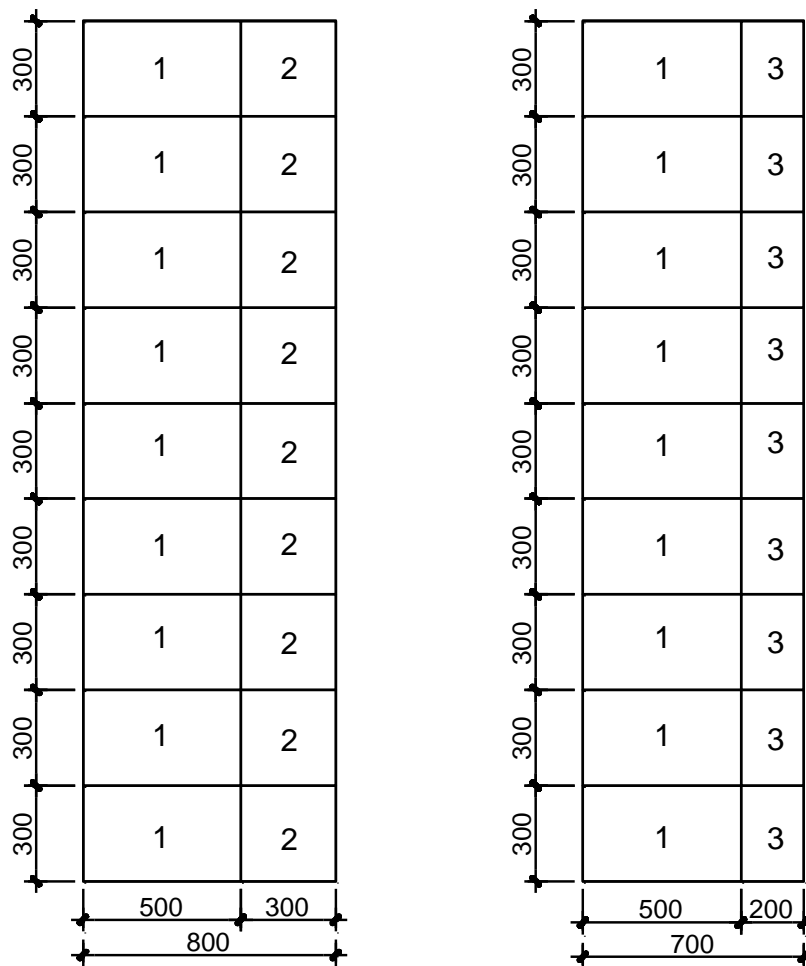


Hình 13.10 – Mặt bằng cốp pha cột





Hình 13.11 – Mặt đứng cốp pha cột



Hình 13.12 – Mặt đứng tổ hợp cốp pha cột

**Bảng 13.8** – Kí hiệu cốp pha cột

KÍ HIỆU	LOẠI CỐP PHA FUVI
1	300x500x50
2	300x300x50
3	300x200x50

- **Tải trọng**

+ Tải trọng tiêu chuẩn:  $q_{tc} = \gamma.H + \sum q_d$

$$\gamma.H = 2500 \times 0.75 = 1875 \text{ kG} / \text{m}^2 : \text{áp lực ngang của bê tông mới đổ}$$

H – chiều cao mỗi lớp hỗn hợp bê tông phụ thuộc bán kính đầm dùi

$$\sum q_d = q_{d1} + q_{d2}$$

$$q_{d1} = 400 \text{ kG} / \text{m}^2 : \text{tải trọng do đổ bê tông bằng máy}$$

$$q_{d2} = 200 \text{ kG} / \text{m}^2 : \text{tải trọng do đầm rung}$$

Tuy nhiên, đối với cốp pha đứng, thường khi đổ thì không đầm và ngược lại, do vậy khi tính toán lấy giá trị lớn hơn

$$\Rightarrow q_{tc} = \gamma.H + \sum q_d = 1875 + 400 = 2275 \text{ kG} / \text{m}^2$$

+ Tải trọng tính toán:  $q_{tt} = n \times q_{tc}$

$$n = n_d = 1.3 - \text{hệ số vượt tải (tra bảng A.3 – TCVN 4453:1995)}$$

$$\Rightarrow q_{tt} = 1.3 \times q_{tc} = 1.3 \times 2275 = 2956 \text{ kG} / \text{m}^2$$

- **Sơ đồ tính**

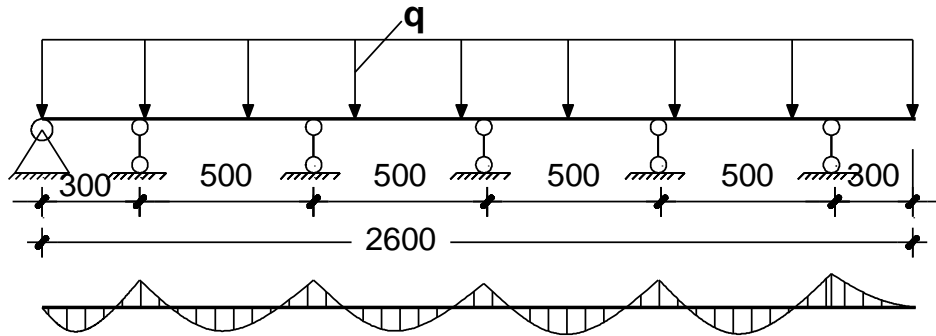
+ **Sườn đứng (2):** thép hộp 50x50x2mm

- Sơ đồ tính như dầm liên tục với gối tựa là gông cột cách nhau 0.5m, chịu tải phân bố đều

- Tải phân bố đều

$$q_{tc} = 2275 \times 0.2 = 455 \text{ kG} / \text{m}$$

$$q_{tt} = 2956 \times 0.2 = 592 \text{ kG} / \text{m}$$



**Hình 13.13** – Sơ đồ tính sườn đứng (2)

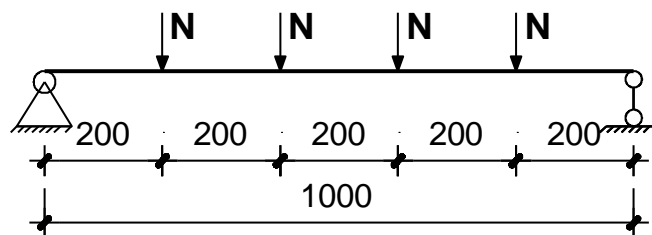
+ **Gông cột (3):** 2 thép hộp 50x100x2mm

- Sơ đồ tính như dầm đơn giản với gối tựa là 2 ống thép  $\Phi 14$  (dùng để liên kết bulông) cách nhau 1m, chịu tải tập trung từ sườn đứng

- Tải tập trung lên gông:

$$N_{tc} = 455 \times 0.5 = 228 \text{ kG / m}$$

$$N_{tt} = 592 \times 0.5 = 296 \text{ kG / m}$$



**Hình 13.14** – Sơ đồ tính gông cột (3)

⇒ Khoảng cách giữa các lực tập trung nhỏ nên có thể xem như phân bố đều

$$q_{tc} = \frac{4N_{tc}}{1} = \frac{4 \times 228}{1} = 910 \text{ kG / m}$$

$$q_{tt} = \frac{4N_{tt}}{1} = \frac{4 \times 296}{1} = 1183 \text{ kG / m}$$

+ **Cây chống (4)**

- Chiều cao của cột pha cột:  $h = 2.6\text{m}$

- Tải trọng gió:  $W = W_0 \times k \times c = 55 \times 1.47 \times 1.4 = 113 \text{ kG / m}^2$  ; thiên về an toàn lấy  $k = 1.47$  tại đỉnh công trình để tính toán

- Quy tải trọng gió về tải tập trung:  $H = 0.5 \times 113 \times 1.2 \times 2.6 \times 0.7 = 143 \text{ kG}$

(theo **TCVN 2336:1990** đối với thi công lấy bằng 50% tải gió tiêu chuẩn)

⇒ Tính toán cây chống xiên với tải trọng gió  $H = 143 \text{ kG}$

- **Nội lực**

+ **Sườn đứng (2):** thép hộp 50x50x2mm

- Môment tính toán:  $M = \frac{q \cdot l^2}{10} = \frac{592 \times 0.5^2}{10} = 14.8 \text{ kG.m}$

- Môment kháng uốn (thép hộp 50x50x2mm):  $W = \frac{I}{h/2} = \frac{14.77}{2.5} = 6 \text{ cm}^3$

+ **Gông cột (3):** 2 thép hộp 50x100x2mm

Xem như tải phân bố đều tác dụng lên gông

- Môment tính toán:  $M_{\max} = \frac{P \cdot l^2}{8} = \frac{1183 \times l^2}{8} = 148 \text{ kG.m}$

- Môment kháng uốn (2 thép hộp 50x100x2mm):  $W = 2 \times \frac{I}{h/2} = 2 \times \frac{155}{5} = 62 \text{ cm}^3$

+ **Cây chống (4):**

Nội lực  $P$  trong thanh chống xiên được tính theo công thức:  $P = \frac{H \times h \times l}{c \times b}$

**Trong đó:**

$b$  – hình chiếu thanh chống xiên trên mặt bằng,  $b = 2\text{m}$

$c$  – chiều cao chống,  $c = 2.7\text{m}$

$h$  – chiều cao cột,  $h = 3\text{m}$

$l$  – chiều dài thanh chống,  $l = \sqrt{b^2 + c^2} = \sqrt{2^2 + 2.7^2} = 3.4\text{m}$

$$\Rightarrow P = \frac{H \cdot h \cdot l}{c \cdot b} = \frac{143 \times 3 \times 3.4}{2.7 \times 2} = 270 \text{ kG}$$

- **Kiểm tra**

+ **Sườn đứng (2):** thép hộp 50x50x2mm

- Kiểm tra theo điều kiện cường độ

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{14.8 \times 100}{6} = 251 \text{ kG / cm}^2 < [R] = 2100 \text{ kG / cm}^2$$

- Kiểm tra theo điều kiện độ võng

$$\frac{f}{l} = \frac{5q^{tc}l^4}{384EI} = \frac{5 \times 4.08 \times 1^4 \times 10^6}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 14.77} = 1.7 \times 10^{-3} < \left[ \frac{f}{l} \right] = \frac{3}{1000} = 3 \times 10^{-3}$$

⇒ Vậy sườn đứng đảm bảo điều kiện về cường độ và độ võng

+ **Gông cột (3):** 2 thép hộp 50x100x2mm

- Kiểm tra theo điều kiện cường độ

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W} = \frac{148 \times 100}{62} = 239 \text{ kG / cm}^2 < [R] = 2100 \text{ kG / cm}^2$$

- Kiểm tra theo điều kiện độ võng

$$\frac{f}{l} = \frac{5q^{tc}l^4}{384EI} = \frac{5 \times 910 \times 1^4 \times 10^6}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 14.77} = 1.38 \times 10^{-3} < \left[ \frac{f}{l} \right] = \frac{3}{1000} = 3 \times 10^{-3}$$

⇒ Vậy gông cột đảm bảo điều kiện về cường độ và độ võng

+ **Cây chống (4):** thép hộp 50x50x2mm

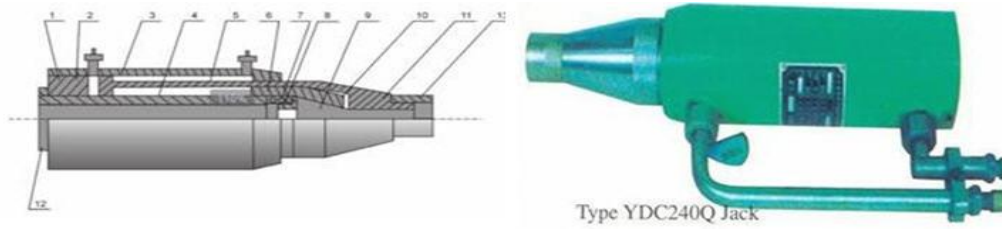
- Áp lực từ tấm cốp pha do đổ và đầm bê tông được các sườn đứng và gông tiếp nhận hết, do đó việc bố trí cây chống tại vị trí gông là để định hình cốp pha và chịu tải trọng gió.
- Chọn cây chống Hòa Phát mã hiệu K – 102 có [N] = 2000 kG > P = 270 kG
- Thông số cây chống K – 102

**Bảng 13.9** – Thông số cây chống Hòa Phát mã hiệu K – 102

Model	Chiều cao ống ngoài (mm) (height of outer pipe)	Chiều cao ống trong (mm) (height of inner pipe)	Chiều cao sử dụng (working height)		Tải trọng (loading)		Trọng lượng (kg) (weight)
			Tối thiểu (mm) min	Tối đa (mm) max	Khi đóng (kg) in close	Khi kéo (kg) in pulling	
K-102	1.500	2.000	2.000	3.500	2.000	1.500	10,2

### 13.3. NGUYÊN LÝ LÀM VIỆC CỦA KÍCH THỦY LỰC

- Sử dụng 2 đầu kích thủy lực loại YDC240Q



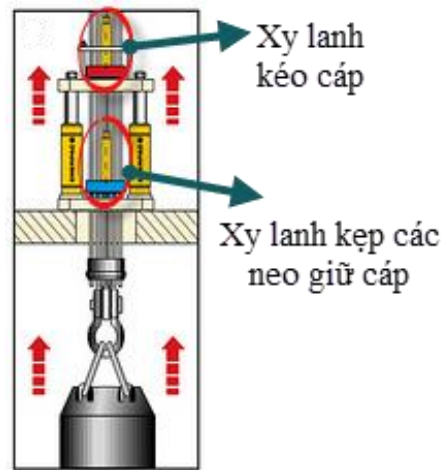
Hình 13.15 – Kích kéo cáp loại YDC240Q

Bảng 13.10 – Thông số kích

TT	Hạng mục	Đơn vị	Chỉ số	TT	Hạng mục	Đơn vị	Chỉ số
1	Lực căng kéo	KN	240	8	Đường kính lỗ thông tâm	mm	Φ18
2	Áp dầu	Mpa	51				
3	Diện tích pít-tông căng kéo	m <sup>2</sup>	4.712x10 <sup>-3</sup>	9	Áp dầu phản hồi	MPa	≤25
4	Hành trình căng kéo	mm	200				
5	Diện tích pít-tông phản hồi	m <sup>2</sup>	1.335x10 <sup>-3</sup>	10	Khối lượng	kg	18.2
6	Bơm dầu tương ứng	ZB4-500S					
7	Loại dầu cho bơm	22#,32#,46#		11	Ống dầu tương ứng	6-80	
12	Kích cỡ ngoại quan	Φ110x568					

- Nguyên lí làm việc của máy kích thủy lực**

- + Bộ kích kéo thực chất là một xy lanh thủy lực tác động kép (2 chiều làm việc) rỗng lòng (để cho bó cáp chui qua) được gắn với cụm nêm khóa (kẹp) ở đầu cần xy lanh. Các nêm khóa có dạng hình côn và sẽ kẹp chặt các sợi cáp khi cần xy lanh đẩy ra.
- + Trạm nguồn thủy lực bao gồm tổ bơm dầu cao áp và cụm valve điều khiển bộ kích kéo dịch chuyển ra vào và giữ tải ở vị trí bất kỳ trong hành trình kéo.
- + Nguyên lý làm việc của bộ kích kéo như sau: Lúc đầu các sợi cáp được xỏ qua bộ kích và lắp các nêm khóa. Sử dụng trạm nguồn thủy lực để từ từ đuổi cần xy lanh ra. lúc này các nêm khóa sẽ kẹp chặt vào thân sợi cáp và kéo căng sợi cáp ra.
- + Có 2 xy lanh kẹp ở giữa, một cái phía dưới; 1 cái phía trên có tách dụng kẹp các neo giữ sợi cáp



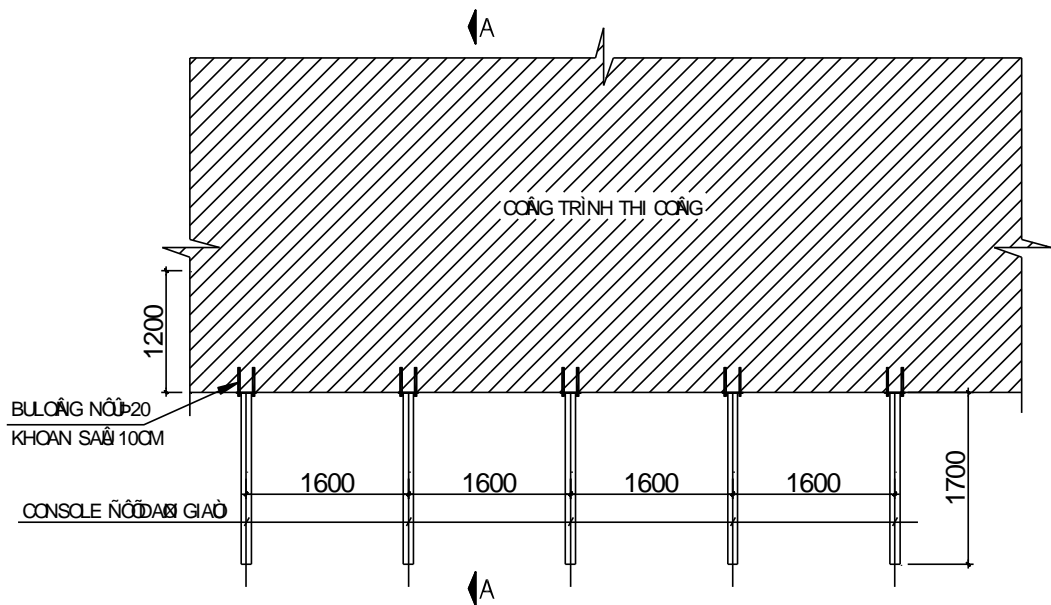
Hình 13.16 – Mô phỏng nguyên lí làm việc của kích thủy lực

### 13.4. CẤU TẠO HỆ KẾT CẤU THI CÔNG CĂNG CÁP

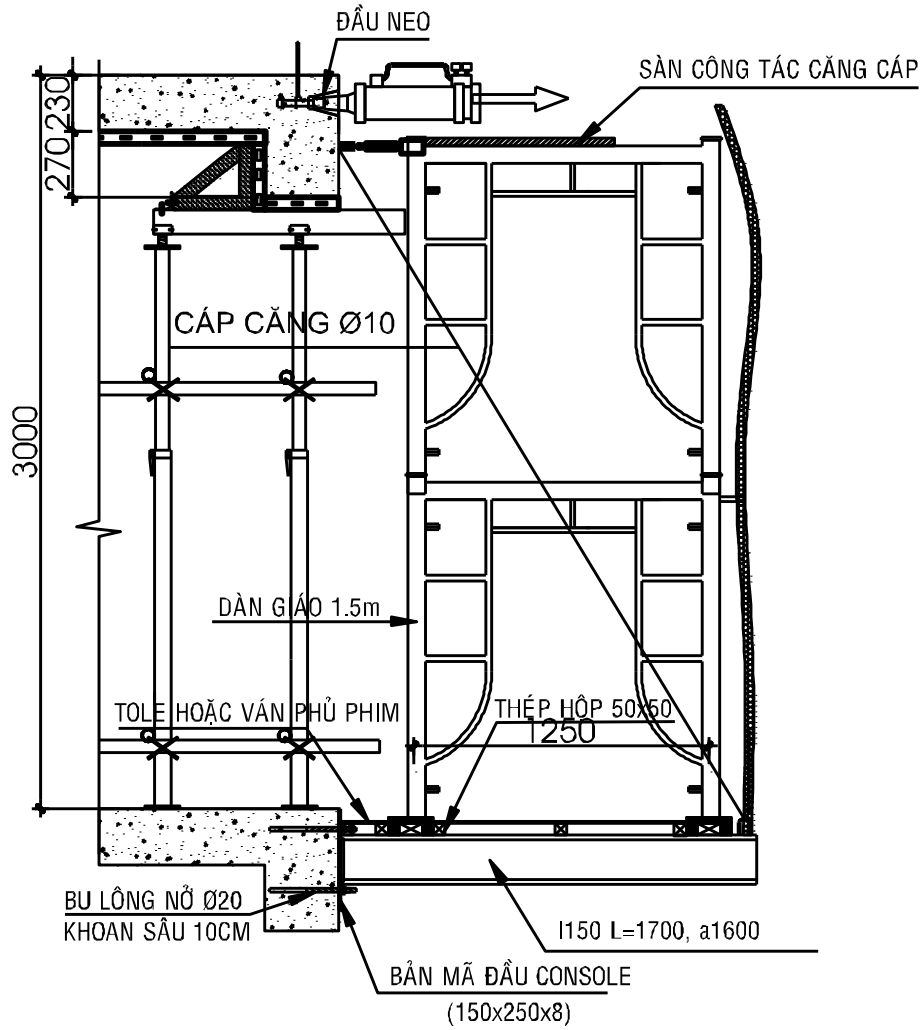
Trên thực tế, hệ kết cấu để thi công căng cáp thường chính là hệ kết cấu bao che công trình. Người công nhân thực hiện công tác căng cáp sẽ đứng trên sàn công tác được đặt trên hệ kết cấu bao che để định vị kích thủy lực. Mặt khác, phía ngoài biên sàn cũng có ván lót đặt trên hệ sườn đỡ ở đáy dầm biên để công nhân có thể thao tác lắp đặt đầu neo sổng.

Do chiều cao công trình lớn nên hệ kết cấu bao che được chia thành 2 phân đoạn

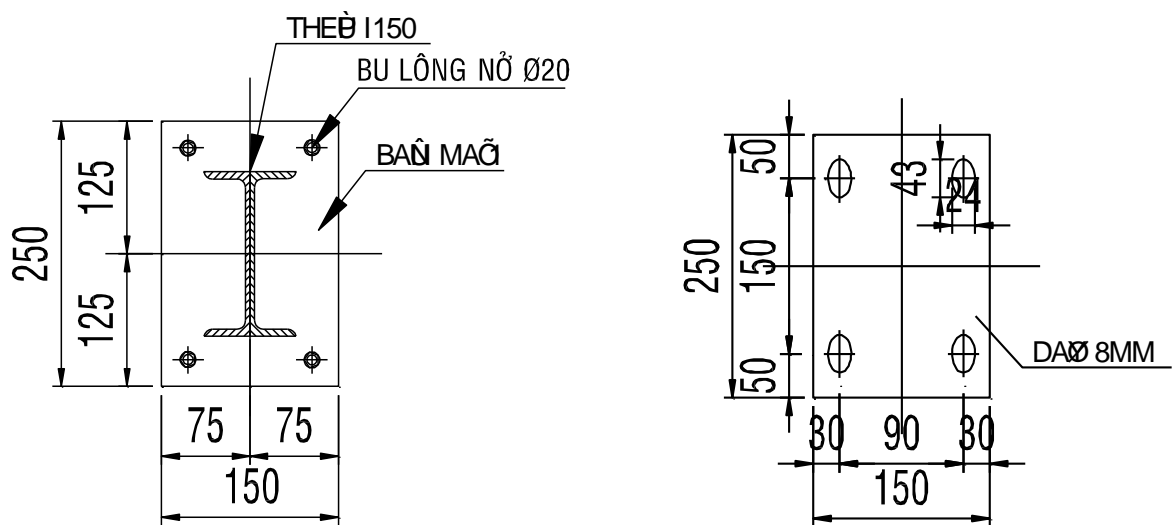
- + Phân đoạn 1: từ tầng 2 đến tầng 8  $\Rightarrow H = 3 \times 7 = 21\text{m}$
- + Phân đoạn 2: từ tầng 9 đến mái  $\Rightarrow H = 3 \times 6 = 18\text{m}$



Hình 13.17 – Mặt bằng hệ đỡ kết cấu bao che kết hợp thi công căng cáp



Hình 13.18 – Mặt cắt A - A



Hình 13.19 – Chi tiết bản mã đầu console



## 13.5. YÊU CẦU KỸ THUẬT MỘT SỐ CÔNG TÁC TRONG QUY TRÌNH THI CÔNG SÀN DỰ ỨNG LỰC

### 13.5.1. Trình tự thi công

Để có thể thi công một sàn thì trước đó ta phải thi công xong phần móng công trình, và phần cột, vách ở tầng phía dưới sàn đã thi công xong.



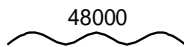
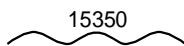
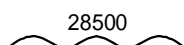
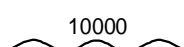
Hình 13.20 – Trình tự thi công sàn ứng lực trước căng sau

### 13.5.2. Công tác lắp đặt cốt thép lớp dưới

- + Sai số cho phép của lớp bê tông bảo vệ cốt thép được quy định như sau:
  - Không lớn hơn 3mm đối với lớp bảo vệ 15mm
  - Không lớn hơn 5mm đối với lớp bảo vệ > 15mm
- + Việc liên kết các thanh cốt thép khi lắp dựng phải đảm bảo yêu cầu:
  - Số lượng mối nối buộc hoặc hàn dính không nhỏ hơn 50% các điểm giao nhau theo thứ tự xen kẽ
  - Các góc thép đai phải được liên kết với cốt thép chịu lực bằng cách buộc hoặc hàn dính

**13.5.3. Công tác lắp đặt thép ứng lực trước**

**Bảng 13.11** – Lượng cáp cần dùng cho tầng điển hình

CẤU KIẾN	SỐ HIỆU	HÌNH DẠNG KÍCH THƯỚC	Ø BÊN CẤP (mm)	SỐ BÊN/BÓ	SỐ SỢI 1 BÊN	TỔNG SỐ BÓ CẤP	TỔNG SỐ BÊN CẤP	CHIỀU DÀI 1 BÊN (mm)	TỔNG CHIỀU DÀI (m)	KHỐI LƯỢNG (T)
SÀN TẦNG 3	1	 48000	15,2	3; 4	7	18	66	48000	3168	3.48
	2	 15350	15,2	3; 4	7	16	60	15350	921	1.01
	3	 28500	15,2	3; 4	7	26	94	28500	2679	2.94
	4	 10000	15,2	3; 4	7	28	104	10000	1040	1.14

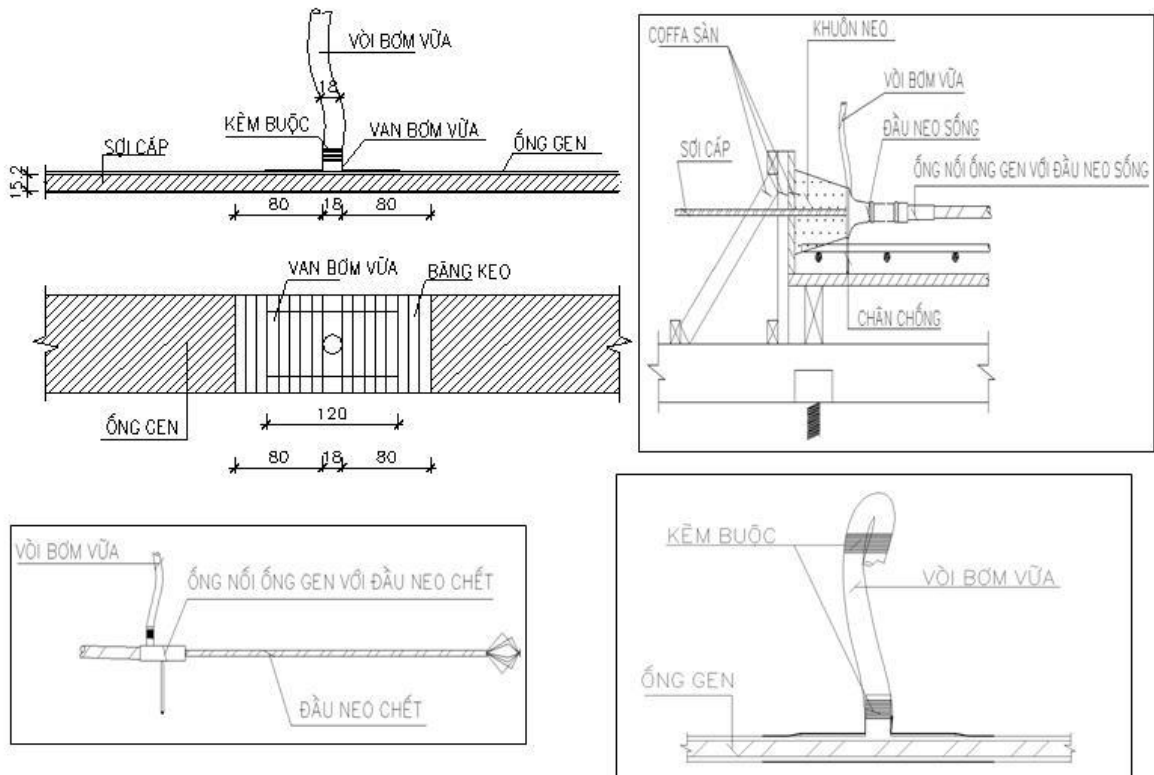
**13.5.3.1. Lắp đặt ống gen vào vị trí thiết kế**

- + Trường hợp sai lệch làm giảm chiều dày lớp bê tông bảo vệ cốt thép kéo căng thì sai lệch cho phép là 5mm.
- + Trong các trường hợp khác giá trị sai lệch cho phép phụ thuộc vào kích thước của tiết diện kết cấu theo phương tính dung sai:
  - Khi  $a < 250\text{mm}$ , sai lệch cho phép là 5mm;
  - Khi  $250 < a < 2000\text{mm}$ , sai lệch cho phép là  $a/50$ ;
  - Khi  $a > 2000\text{mm}$ , sai lệch cho phép là 40mm.

**13.5.3.2. Lắp van bơm vữa và vòi bơm vữa**

- + Đục một lỗ có đường kính 10mm xuyên qua bề mặt ống gen của đường cáp, đặt van bơm vữa tại vị trí này để vữa có thể đi từ ống gen ra vòi bơm vữa hoặc ngược lại. Van bơm vữa được cố định bằng kẽm buộc và giữ chặt, kín bằng băng keo dính.
- + Van bơm vữa được đặt ở các điểm cao nhất của đường cáp, khoảng cách giữa các van bơm vữa từ 15m đến 20m. Ngoài ra, van bơm vữa còn được gắn tại ống nối ống gen với đầu neo chết.
- + Vòi bơm vữa bằng nhựa HDPE có đường kính trong 14-18mm được đặt tại tất cả các đầu vào của thân neo và đầu ra tại vị trí neo chết loại H và tại các van bơm vữa trung gian. Vòi bơm vữa phải có chiều dài ít nhất là 600mm bên ngoài bề mặt bê tông để có thể bơm vữa và khóa vòi sau khi vữa ra được kiểm tra.

- + Vị trí liên kết vòi bơm vữa và van bơm vữa được cố định bằng kẽm buộc.
- + Trong trường hợp vòi bơm vữa được đặt trong cột hoặc vách cứng, vòi bơm vữa phải được lắp đặt xuyên qua ván khuôn cột hoặc vách cứng khi lắp đặt ván khuôn.
- + Tất cả các vòi bơm vữa phải được bị kín bằng băng dính ngay sau khi lắp đặt để tránh nước, bụi bẩn hoặc bê tông có thể xâm nhập vào bên trong ống cáp khi thực hiện các công việc khác. Tất cả vòi này chỉ có thể mở trước khi bơm vữa.



Hình 13.21 – Chi tiết lắp đặt van bơm và vòi bơm vữa

#### 13.5.4. Định dạng đường cong của cáp

- + Khoảng cách thông thường giữa các thanh đỡ là 700mm tới 1200mm hoặc theo thiết kế cụ thể của người thiết kế, đặt trên ván khuôn đáy hoặc cốt thép sàn và
- + Độ lệch của trục cáp cho phép so với lý thuyết không được quá 5mm theo phương đứng và 20mm theo phương ngang.

#### 13.5.5. Công tác đổ bê tông sàn

- + Đảm dùi thật kỹ vùng bê tông tại các vị trí đầu neo sống và đầu neo chết
- + Không đặt vòi bơm bê tông trực tiếp lên các đường cáp
- + Không xả bê tông trực tiếp lên các đường cáp
- + Sửa chữa ngay các hư hỏng của đường cáp do quá trình đổ bê tông gây nên

+ Diện tích dải đổ bê tông:

$$F = \frac{Q(t_1 - t_2)k}{h}$$

**Trong đó:**

Q - lượng bê tông có thể cung cấp ( $m^3/h$ )

$t_1$  - thời gian ninh kết của vữa bê tông  $t_1=2h$

$t_2$  - thời gian vận chuyển vữa bê tông  $t_2=0.5h$

k - hệ số vận chuyển vữa không đồng đều  $k=0.9$

h - chiều dày sàn  $h=0.23m$

F - diện tích một dải đổ ( $m^2$ )

$$F \leq \frac{56 \times (2 - 0.5) \times 0.9}{0.23} = 302.4 (m^2)$$

⇒ Vậy chọn dải đổ là 1 nhịp theo phương ngang nhà  $28.5 \times 10m=285 < 302.4 m^2$

Riêng tại những vị trí dải đổ đi qua lõi thang và khoảng thông tầng thì dải đổ sẽ bị gián đoạn do bị lõi ngăn cách nên ta phân dải đổ bê tông sao cho việc đổ bê tông thuận lợi, từ xa lại gần để rút ống dẫn. Ta bố trí các dải đổ bê tông như sau:

- Dãy 1: nhịp 5-6 với diện tích:  $28.5 \times 10 = 285 m^2 < 302 m^2$
- Dãy 2: nhịp 4-5 với diện tích:  $(28.5 \times 7.1) + (2 \times 2.9 \times 9) = 244 m^2 < 302 m^2$
- Dãy 3: nhịp C-D từ trục 1 đến trục 4 với diện tích:  $9 \times 30 = 270 m^2 < 302 m^2$
- Dãy 4: nhịp B-C từ trục 1 đến trục 2' với diện tích:  $9 \times 17.1 = 154 m^2 < 302 m^2$
- Dãy 5: nhịp A-B từ trục 1 đến trục 4 với diện tích:  $9 \times 30 = 270 m^2 < 302 m^2$

### 13.5.6. Công tác kéo căng cốt thép ứng lực trước

+ **Điều kiện để kéo căng**

- Bê tông đạt cường độ theo hồ sơ thiết kế (80% cường độ và không nhỏ hơn 25MPa)
- Biên bản cho phép kéo căng được duyệt

+ Lực kéo cho mỗi sợi cáp

146.9 kN đối với cáp bó dẹt

**+ Dung sai độ giãn dài**

Đối với đường cáp có chiều dài > 15m, độ giãn dài giới hạn ±10% trên mỗi sợi cáp nhưng không quá ±7% trên độ giãn dài trung bình của các sợi cáp trong một đường cáp.

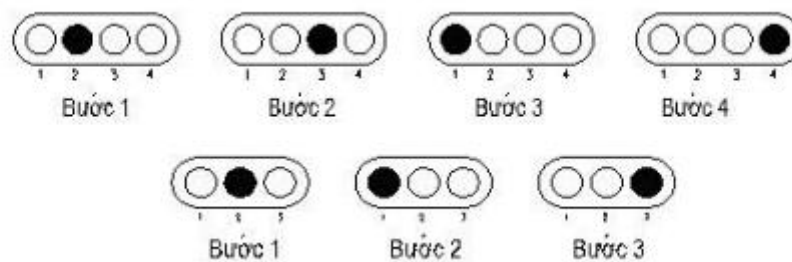
Đối với đường cáp có chiều dài ≤ 15m, độ giãn dài giới hạn ±15% trên mỗi sợi cáp nhưng không quá ±10% trên độ giãn dài trung bình của các sợi cáp trong một đường cáp.

**+ Cáp lực kéo căng cáp bó dẹt**

- Khử chùng 5MPa
- Kéo 100% P<sub>tk</sub> cho tất cả sợi cáp

**+ Trình tự kéo căng cáp bó dẹt**

- Trình tự kéo



**Hình 13.22** – Trình tự kéo cáp 5, 4, 3 sợi

- Không đứng phía trước kích và phía trên đường cáp trong suốt quá trình kéo căng cáp.

**13.5.7. Công tác bơm vữa**

- + Sau khi công tác kéo căng được nghiệm thu, cáp thừa phục vụ kéo căng được cắt đi để bịt lỗ hốc neo (1 ngày)
- + Bịt lỗ hốc neo bằng vữa xi măng – cát theo tỷ lệ 1:1
- + Tiến hành thử nước trước khi bơm vữa

**+ Cáp phối vữa bơm cho đường cáp:**

Xi măng:	100kg
Nước sạch:	34 lít
Sika Intraplast Z – HV (phụ gia bù co ngót):	0.7 kg
Sikament NN (phụ gia siêu hóa dẻo):	1.0 lít
Thời gian trộn:	4 phút

**+ Quy trình trộn vữa**

- Đong 34l nước vào máy trộn
- Cho 1.0 phụ gia Sikament NN vào máy trộn
- Cho 0.7 kg Sika Intraplast Z – HV vào và trộn khoảng 2 phút
- Sau đó cho ximăng vào từng bao một theo lượng đã định sẵn và trộn trong khoảng 2 phút nữa cho tới khi hỗn hợp vữa đồng đều

**+ Các chỉ tiêu cơ lý của vữa**

- Độ chảy:  $\leq 25s$
- Cường độ chịu nén sau 28 ngày:  $\geq 30 \text{ MPa}$

**+ Quy trình bơm vữa**

- Vữa được bơm từ một đầu của đường cáp và phải kiểm tra vữa tại các đầu ra cho đến khi vữa không còn bọt khí và độ đồng đều của vữa giống như trong máy trộn trước khi kết thúc cho một đường cáp
- Quá trình bơm vữa cho mỗi đường cáp nên được thực hiện một cách liên tục. Nếu quá trình bị ngưng giữa chừng trên 30 phút, đường cáp phải được làm sạch bằng nước trước khi bắt đầu bơm lại từ đầu.
- Sau khi vữa chảy ra ở đầu kia của đường cáp, nghĩa là toàn bộ đường cáp đã được bơm đầy, các ống bơm vữa được đóng lại. Tiếp tục duy trì áp lực bơm từ 0.2 – 0.3 MPa trong vòng 10 – 15s thì khóa vòi bơm
- Ghi lại quá trình bơm vữa trong báo cáo bơm vữa