
CÔNG TRÌNH CHUNG CƯ
THỐNG NHẤT

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP
KIẾN TRÚC XÂY DỰNG

MỤC LỤC

TÀI LIỆU THAM KHẢO	10
PHẦN I: KIẾN TRÚC	12
CHƯƠNG 1: TỔNG QUAN VỀ KIẾN TRÚC CÔNG TRÌNH	13
1.1. GIỚI THIỆU VỀ CÔNG TRÌNH	13
1.1.1. Mục đích xây dựng công trình	13
1.1.2. Vị trí và đặc điểm công trình	14
1.1.2.1. Điều kiện tự nhiên	14
1.1.3. Quy mô công trình	15
1.1.3.1. Loại công trình.....	15
1.1.3.2. Số tầng hầm.....	15
1.1.3.3. Số tầng.....	16
1.1.3.4. Cao độ mỗi tầng.....	17
1.1.3.5. Chiều cao công trình.....	17
1.1.3.6. Diện tích xây dựng	17
1.1.3.7. Công năng công trình	17
1.2. GIẢI PHÁP KIẾN TRÚC CÔNG TRÌNH	18
1.2.1. Giải pháp mặt bằng	18
1.2.1.1. Giải pháp mặt đứng	18
1.2.2. Giải pháp giao thông công trình.....	18
1.3. GIẢI PHÁP KẾT CẤU CỦA KIẾN TRÚC	19
1.4. GIẢI PHÁP KỸ THUẬT KHÁC	19
1.4.1. Hệ thống điện	19
1.4.2. Hệ thống cấp nước	20
1.4.3. Hệ thống thoát nước.....	20
1.4.4. Hệ thống thông gió.....	20
1.4.5. Hệ thống chiếu sáng.....	20

1.4.6. Hệ thống phòng cháy chữa cháy	20
1.4.7. Hệ thống chống sét.....	21
1.4.8. Hệ thống thoát rác	21
PHẦN II: KẾT CẤU	22
CHƯƠNG 2: GIẢI PHÁP KẾT CẤU CÔNG TRÌNH.....	23
2.1. CƠ SỞ TÍNH TOÁN KẾT CẤU	23
2.2. GIẢI PHÁP VẬT LIỆU.....	23
2.3. GIẢI PHÁP KẾT CẤU	24
2.4. Giải pháp kết cấu ngang (dầm, sàn).....	24
2.5. Giải pháp kết cấu đứng (cột, vách)	25
CHƯƠNG 3: TÍNH TOÁN TẢI TRỌNG	29
3.1. CƠ SỞ TÍNH TOÁN TẢI TRỌNG	29
3.2. TÍNH TẢI.....	29
3.2.1. HOẠT TẢI.....	31
3.2.2. TẢI TRỌNG GIÓ	31
3.2.3. ÁP LỰC ĐẤT VÀO TẦNG HẦM.....	32
CHƯƠNG 4: THIẾT KẾ SÀN TẦNG 5	33
4.1. MẶT BẰNG KẾT CẤU SÀN	33
4.2. SƠ ĐỒ TÍNH	33
4.3. CÁC TRƯỜNG HỢP TẢI TRỌNG	34
4.3.1. Tĩnh tải	34
4.3.1.1. Tĩnh tải các lớp cấu tạo sàn (chưa kể đến trọng lượng bản thân sàn dầm).....	34
4.3.1.2. Tải tường tác dụng lên sàn.....	35
4.3.2. Hoạt tải	35
4.4. XÁC ĐỊNH NỘI LỰC.....	40
4.5. TÍNH CỐT THÉP	43
4.6. KIỂM TRA ĐỘ VĨNG CHO SÀN THEO TCVN 5574:2012.....	44
CHƯƠNG 5: THIẾT KẾ CẦU THANG BỘ	49

5.1. TÍNH TOÁN CẦU THANG BỘ TỪ TẦNG TRỆT LÊN TẦNG 2	49
5.1.1. Số liệu tính toán	49
5.1.2. Tải trọng	49
5.1.3. Sơ đồ tính và nội lực bản thang.....	51
5.1.4. Tính cốt thép bản thang.....	52
Thép cấu tạo theo phương ngang: $\phi 8a250$	52
5.1.5. Tính toán dầm thang (dầm chiếu nghi)	52
5.2. TÍNH TOÁN CẦU THANG BỘ TỪ TẦNG 2 LÊN TẦNG 8	55
5.2.1. Số liệu tính toán	55
5.2.2. Tải trọng	55
5.2.3. Sơ đồ tính và nội lực bản thang.....	57
5.2.4. Tính cốt thép bản thang.....	58
5.2.5. Tính toán dầm thang (dầm chiếu nghi)	58
CHƯƠNG 6: THIẾT KẾ BỂ NƯỚC MÁI.....	61
6.1. TÍNH DUNG TÍCH BỂ NƯỚC MÁI.....	61
6.2. THÔNG SỐ THIẾT KẾ.....	61
6.2.1. Kích thước tiết diện.....	61
6.2.2. Vật liệu	62
6.3. TẢI TRỌNG	62
6.3.1. Tải trọng tác dụng lên bản nắp.....	62
6.3.2. Tải trọng tác dụng lên bản đáy.....	62
6.3.3. Tải trọng tác dụng lên bản thành.....	62
6.4. SƠ ĐỒ TÍNH TOÁN	64
6.5. TÍNH TOÁN CỐT THÉP	65
6.5.1. Thép bản nắp	65
6.5.1.1. Momen tính thép bản nắp.....	65
6.5.1.2. Kết quả tính cốt thép bản nắp	67
6.5.2. Thép bản đáy	67
6.5.2.1. Momen tính thép bản đáy.....	67

6.5.2.2. Kết quả tính cốt thép bản đáy	69
6.5.3. Thép bản thành	70
6.5.3.1. Momen tính thép bản thành	70
6.5.3.2. Kết quả tính cốt thép bản thành	71
6.5.4. Thép dọc dầm	71
6.5.5. Thép đai dầm	72
6.5.6. Thép đai gia cường vị trí 2 dầm giao nhau	73
6.6. KIỂM TRA NÚT BẢN ĐÁY & BẢN THÀNH	73
6.6.1. Kiểm tra nứt bản đáy	73
6.6.2. Kiểm tra nứt bản thành	78
CHƯƠNG 7: THIẾT KẾ KHUNG KHÔNG GIAN KHUNG TRỤC 2	80
7.1. MỞ ĐẦU	80
7.2. MÔ HÌNH ETABS	81
7.3. CÁC TRƯỜNG HỢP CHẤT HOẠT TẢI CHO KHUNG KHÔNG GIAN	82
7.4. BIỂU ĐỒ NỘI LỰC TRONG KHUNG TRỤC 2	96
7.5. THIẾT KẾ THÉP DẦM	99
7.5.1. Tính thép dọc cho dầm	99
7.5.2. Tính thép đai cho dầm	103
7.5.3. Thép đai gia cường vị trí 2 dầm giao nhau	104
7.6. THIẾT KẾ THÉP CỘT	105
7.6.1. Tính thép dọc cho cột	105
7.7. KIỂM TRA ỔN ĐỊNH TỔNG THỂ CÔNG TRÌNH	108
CHƯƠNG 8: THIẾT KẾ MÓNG KHUNG TRỤC 2	109
8.1. ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH	109
8.1.1. Địa tầng	109
8.1.2. Đánh giá điều kiện địa chất	112
8.1.3. Đánh giá điều kiện địa chất thủy văn	113
8.2. LỰA CHỌN GIẢI PHÁP MÓNG CHO CÔNG TRÌNH	113
8.2.1. Giải pháp móng nông	113

8.2.2. Giải pháp móng sâu.....	114
PHƯƠNG ÁN MÓNG CỌC ÉP	115
8.3. CÁC LOẠI TẢI TRỌNG DÙNG ĐỂ TÍNH TOÁN.....	115
8.3.1. Tải trọng tính toán.....	115
8.3.2. Tải trọng tiêu chuẩn	116
8.4. CÁC GIẢ THUYẾT TÍNH TOÁN.....	116
8.5. THIẾT KẾ MÓNG M1 (TẠI CỘT BIÊN KHUNG TRỤC 2).....	117
8.5.1. Cấu tạo đài cọc và cọc.....	117
8.5.1.1. Đài cọc	117
8.5.1.2. Cọc ép bê tông cốt thép.....	117
8.5.2. Xác định sức chịu tải của cọc.....	118
8.5.2.1. Sức chịu tải của cọc theo vật liệu.	118
8.5.2.2. Sức chịu tải của cọc theo cường độ đất nền (phụ lục B – TCXD 205 : 1998).....	118
8.5.2.3. Sức chịu tải của cọc theo kết quả thí nghiệm xuyên (SPT) - (phụ lục C – TCXD 205 : 1998).....	121
8.5.2.4. Xác định sức chịu tải.....	121
8.5.3. Xác định số lượng cọc.....	122
8.5.3.1. Bố trí cọc trong đài	122
8.5.4. Kiểm tra cọc làm việc theo nhóm	123
8.5.5. Kiểm tra lực tác dụng lên cọc	123
8.5.6. Kiểm tra nền dưới đáy khối móng quy ước	125
8.5.6.1. Kích thước khối móng quy ước	125
8.5.6.2. Trọng lượng khối móng quy ước.....	126
8.5.6.3. Kiểm tra điều kiện làm việc đàn hồi của các lớp đất dưới móng khối quy ước.....	126
8.5.7. Kiểm tra độ lún của móng khối quy ước.....	128
8.5.8. Kiểm tra điều kiện xuyên thủng.....	130
8.5.9. Kiểm tra trường hợp cầu lắp	131
8.5.10. Tính toán cốt thép đài cọc	132

8.5.10.1. Tính cốt thép đặt theo phương x	133
8.5.10.2. Tính cốt thép đặt theo phương y	133
8.6. THIẾT KẾ MÓNG M2 (TẠI CỘT GIỮA KHUNG TRỤC 5)	133
8.6.1. Cấu tạo cọc và đài cọc.....	133
8.6.2. Xác định sức chịu tải của cọc khoan nhồi.....	133
8.6.3. Xác định số lượng cọc.....	134
8.6.3.1. Bố trí cọc trong đài	134
8.6.4. Kiểm tra cọc làm việc theo nhóm	135
8.6.5. Kiểm tra lực tác dụng lên cọc	135
8.6.6. Kiểm tra nền dưới đáy khối móng quy ước	138
8.6.6.1. Kích thước khối móng quy ước	138
8.6.6.2. Trọng lượng khối móng quy ước.....	139
8.6.6.3. Kiểm tra điều kiện làm việc đàn hồi của các lớp đất dưới móng khối quy ước.....	139
8.6.7. Kiểm tra độ lún của móng khối quy ước.....	141
8.6.8. Kiểm tra độ lún lệch giữa các móng	143
8.6.9. Kiểm tra điều kiện xuyên thủng.....	143
8.6.10. Tính toán cốt thép đài cọc	145
8.6.10.1. Tính cốt thép đặt theo phương x	146
8.6.10.2. Tính cốt thép đặt theo phương y	146
PHẦN III: THI CÔNG	147
CHƯƠNG 9: CÔNG TÁC CHUẨN BỊ.....	148
9.1. GIỚI THIỆU ĐẶC ĐIỂM CÔNG TRÌNH	148
9.1.1. Vị trí xây dựng công trình.....	148
9.1.2. Địa chất công trình.....	148
9.1.3. Những thuận lợi và khó khăn trong thi công đối với công trình.....	148
9.1.4. Những yêu cầu về vật liệu và máy móc thiết bị.....	149
9.1.4.1. Nguồn cung cấp vật tư xây dựng.....	149
9.1.4.2. Nguồn cung cấp điện cho công trình	149

9.1.4.3. Nguồn cung cấp nước cho công trình.....	149
9.1.4.4. Nguồn cung cấp nhân lực cho công trình.....	149
9.1.5. Chuẩn bị máy móc thi công:	149
9.1.6. Chuẩn bị văn phòng BCH công trường:	150
9.1.7. Một số lưu ý, thiết bị an toàn lao động:	150
CHƯƠNG 10: THI CÔNG ĐÀO ĐẤT	152
10.1. BIỆN PHÁP THI CÔNG TỔNG QUÁT	152
10.2. TÍNH KHỐI LƯỢNG ĐẤT ĐÀO ,ĐẤT ĐẬP ,ĐẤT VẬN CHUYỂN ĐI.	152
10.3. CHỌN MÁY ĐÀO ĐẤT	153
10.4. CHỌN Ô TÔ VẬN CHUYỂN ĐẤT.....	155
10.5. TỔ CHỨC MẶT BẰNG THI CÔNG ĐẤT.....	155
CHƯƠNG 11: THI CÔNG ÉP CỌC.....	156
11.1. ĐỊNH NGHĨA VÀ ĐẶC ĐIỂM	156
11.1.1. Một số định nghĩa.....	156
11.1.2. Ưu, nhược điểm của phương pháp thi công ép cọc	156
11.2. CHỌN PHƯƠNG ÁN ÉP CỌC.....	156
11.3. CHUẨN BỊ MẶT BẰNG THI CÔNG	157
11.4. TÍNH SỐ LƯỢNG CỌC.....	157
11.5. CHỌN MÁY ÉP CỌC	157
11.6. CHỌN CẦU PHỤC VỤ ÉP CỌC.....	159
11.7. CÁC BƯỚC THI CÔNG CỌC ÉP	159
11.8. TIẾN HÀNH ÉP CỌC	160
11.8.1. Chuẩn bị mặt bằng thi công và cọc	160
11.8.1.1. Giác đài cọc trên mặt bằng.....	161
11.8.1.2. Giác cọc trong móng.....	161
11.8.2. Công tác chuẩn bị ép cọc	161
11.8.2.1. Kiểm tra các chi tiết nối cọc và máy hàn.....	162
11.8.2.2. Chuẩn bị tài liệu.....	162

11.8.3. Ép đoạn cọc đầu tiên	162
11.8.4. Ép đoạn cọc thứ 2.....	163
11.8.5. Ép đoạn cọc thứ 3.....	163
11.8.6. Kết thúc công việc ép cọc	164
11.8.7. Các điểm cần chú ý trong thời gian ép cọc	164
11.8.7.1. Ghi chép theo dõi lực ép theo chiều dài cọc	164
11.8.7.2. Thời khóa biểu đầu cọc.....	165
11.8.8. Kiểm tra sức chịu tải của cọc	165
11.8.9. Một số sự cố khi thi công cọc ép	165
11.9. AN TOÀN LAO ĐỘNG TRONG THI CÔNG ÉP CỌC	166
CHƯƠNG 12: THI CÔNG ĐỒ BÊ TÔNG MÓNG.....	167
12.1. TÍNH TOÁN THIẾT KẾ VÀ LẮP DỰNG VÁN KHUÔN.....	167
12.1.1. Nguyên lí cấu tạo	167
12.1.2. Thiết kế ván khuôn cho đài móng.....	167
12.1.2.1. Chọn ván khuôn đài móng:	167
12.1.3. Tính khoảng cách sườn ngang	169
12.1.4. Tính khoảng cách cây chống.....	171
12.1.5. Chọn cây chống.....	172
12.1.6. Chọn ván khuôn giằng và tính toán khoảng cách gông.	173
12.1.7. Lắp dựng ván khuôn.....	174
12.1.8. Kiểm tra nghiệm thu sau khi lắp ghép các tấm ván khuôn.	174
12.1.9. Tháo dỡ ván khuôn.....	175
12.2. CÔNG TÁC CỐT THÉP MÓNG.	175
12.2.1. Gia công	175
12.2.2. Lắp dựng	175
12.2.3. Kiểm tra và nghiệm thu cốt thép trước khi đổ bê tông:	176
12.3. CÔNG TÁC BÊ TÔNG MÓNG.....	176
12.3.1. Tính toán khối lượng bê tông.....	176
12.3.2. Chọn máy trộn bê tông.....	177

12.3.2.1. Chọn máy thi công bê tông lót móng.	177
12.3.2.2. Chọn máy thi công bê tông móng và giằng.....	178
12.3.3. Vận chuyển vữa bê tông.....	179
12.3.4. Đổ bê tông.....	179

TÀI LIỆU THAM KHẢO

I. TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ

1. Bộ Xây dựng (2007), *TCXDVN 356 : 2005 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), *TCXD205 : 1998 Móng cọc – Tiêu chuẩn thiết kế*.
5. Bộ Xây dựng (1997), *TCXD195 : 1997 Nhà cao tầng – Thiết kế cọc khoan nhồi*.
6. Bộ Xây dựng (2004), *TCXDVN 326 : 2004 Cọc khoan nhồi – Tiêu chuẩn thi công và nghiệm thu*.
7. Bộ Xây dựng (1998), *TCXD206 : 1998 Cọc khoan nhồi – Yêu cầu chất lượng thi công*.
8. Bộ Xây dựng (1995), *TCVN4453 : 1995 Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép toàn khối - Quy phạm nghiệm thu và thi công*.

II. SÁCH THAM KHẢO

9. Bộ Xây dựng (2008), *Cấu tạo bê tông cốt thép*, NXB Xây dựng.
10. Nguyễn Trung Hòa (2008), *Kết Cấu Bê Tông Cốt Thép theo Quy phạm Hoa Kỳ*, NXB Xây dựng.
11. TG Sullow W (1997), *Kết cấu nhà cao tầng*, NXB Xây dựng.
12. TG Drodov P.F (1997), *Cấu tạo và tính toán hệ kết cấu chịu lực và các cấu kiện nhà cao tầng*, NXB Khoa học Kỹ thuật.
13. Ngô Thế Phong, Nguyễn Đình Công (2008), *Kết cấu bê tông cốt thép 1 (Phần cấu kiện cơ bản)*, NXB Khoa học Kỹ thuật.
14. Ngô Thế Phong, Trịnh Kim Đạm (2008), *Kết cấu bê tông cốt thép 2 (Phần kết cấu nhà cửa)*, NXB Khoa học Kỹ thuật.
15. 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.
16. 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.
17. Lê Bá Hué (2009), *Khung bê tông cốt thép toàn khối*, NXB Khoa học và Kỹ thuật.
18. Vũ Mạnh Hùng (2008), *Sổ tay thực hành Kết cấu Công trình*, NXB Xây dựng.

19. Trần Văn Việt (2009), *Cẩm nang dùng cho Kỹ sư Địa kỹ thuật*, NXB Xây dựng Hà Nội.
20. Nguyễn Văn Quảng (2007), *Nền móng Nhà cao tầng*, NXB Khoa học Kỹ thuật.
21. Vũ Công Ngữ (1998), *Thiết kế và tính toán móng nông*, NXB Trường Đại học Xây dựng Hà Nội.
22. 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.
23. Châu Ngọc An (2005), *Cơ học đất*, NXB Đại học Quốc gia TP. Hồ Chí Minh.
24. Châu Ngọc An (2005), *Nền móng*, NXB Đại học Quốc gia TP. Hồ Chí Minh.
25. Trần Quang Hộ (2008), *Ứng xử của đất và cơ học đất tới hạn*, NXB Đại học Quốc gia TP. Hồ Chí Minh.
26. Lê Văn Kiểm (2010), *Thi công đất và nền móng*, NXB Đại học Quốc gia TP. Hồ Chí Minh.
27. Lê Văn Kiểm (2009), *Thiết kế thi công*, NXB Đại học Quốc gia TP. Hồ Chí Minh.
28. Lê Văn Kiểm (2009), *Album thi công xây dựng*, NXB Đại học Quốc gia TP. Hồ Chí Minh.
29. Đỗ Đình Đức (2004), *Kỹ thuật thi công (tập 1)*, NXB Xây Dựng.
30. Viện khoa học công nghệ (2008), *Thi công cọc Khoan Nhồi*, NXB Xây dựng.

III. PHẦN MỀM

31. Phần mềm SAP 2000 version 14.2.
32. Phần mềm ETABS version 9.7.1
33. 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 Thống Nhất** 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

Nằm tại Quận Gò Vấp, công trình ở vị trí thoáng và đẹp sẽ tạo điểm nhấn, đồng thời tạo nên sự hài hòa, hợp lý và hiện đại cho tổng thể quy hoạch khu dân cư.

Công trình nằm trên trục đường giao thông chính nên rất thuận lợi cho việc cung cấp vật tư và giao thông ngoài công trình. Đồng thời, hệ thống cấp điện, cấp nước trong khu vực đã hoàn thiện đáp ứng tốt các yêu cầu cho công tác xây dựng.

Khu đất xây dựng công trình bằng phẳng, hiện trạng không có công trình cũ, không có công trình ngầm bên dưới đất nên rất thuận lợi cho công việc thi công và bố trí tổng bình đồ.

1.1.2.1. Điều kiện tự nhiên

Thành phố Hồ Chí Minh nằm trong vùng khí hậu nhiệt đới gió nóng ẩm với hai mùa rõ rệt là mùa mưa bắt đầu từ tháng 5 đến tháng 11 và mùa khô bắt từ tháng 12 đến tháng 4, độ ẩm tương đối trung bình từ 74,5% - 80%.

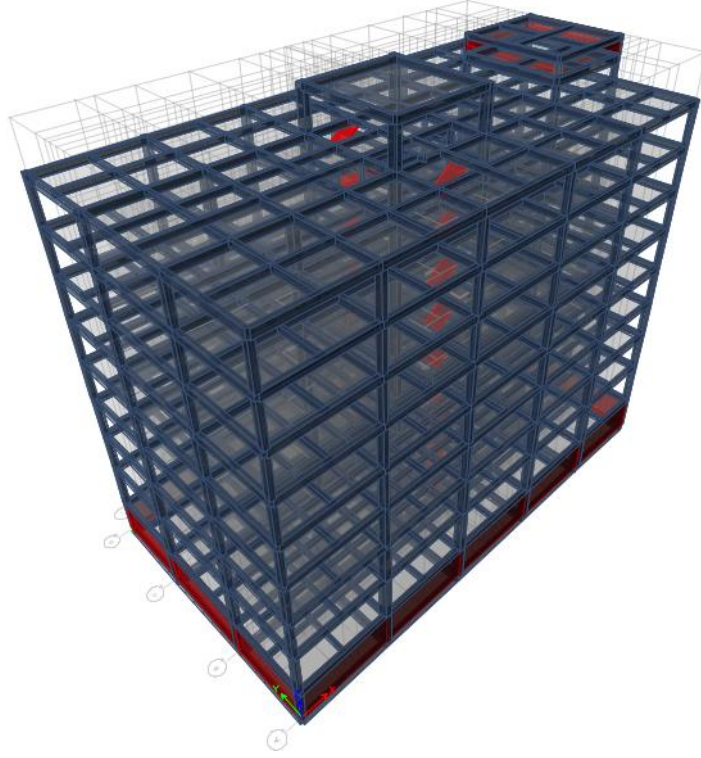
Hướng gió chính là gió mùa Tây-Tây Nam với tốc độ gió trung bình là 3,6m/s và gió mùa Bắc-Đông Bắc với tốc độ trung bình 2,4m/s. Gió thổi mạnh vào mùa mưa từ tháng 5 đến tháng 11. Số giờ nắng trung bình khá cao từ 160 – 270 giờ/tháng, số ngày mưa trung bình 159 ngày/năm, nhiệt độ trung bình năm từ 25°C – 28°C.

Thành phố Hồ Chí Minh hầu như không có gió bão, gió giật và gió xoáy; nếu có xuất hiện thì thường xảy ra vào đầu và cuối mùa mưa. Tuy nhiên, Thành phố lại chịu ảnh hưởng triều cường mà biểu hiện là tình trạng ngập nước của một số tuyến đường tại Thành phố khi triều cường lên

1.1.3. Quy mô công trình

1.1.3.1. Loại công trình

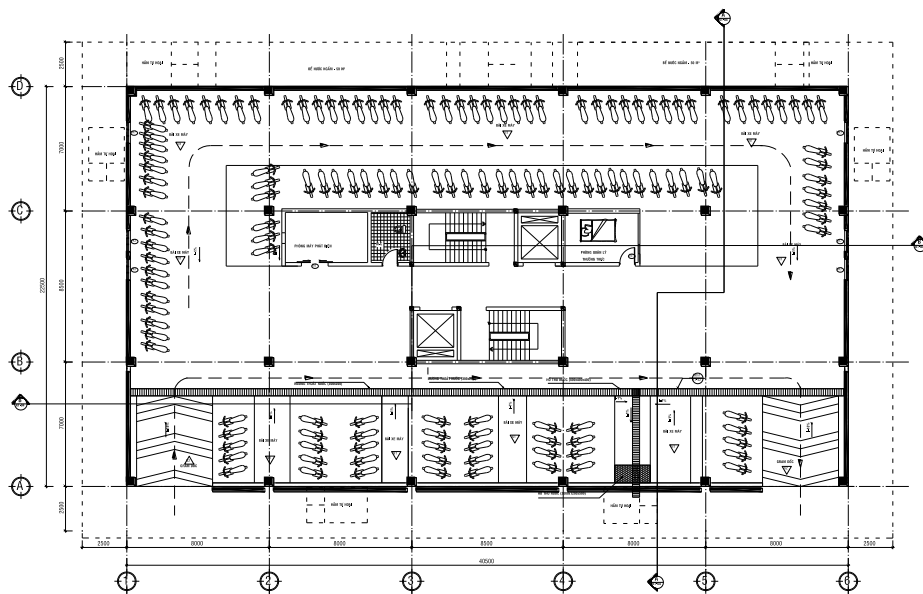
Công trình dân dụng - cấp 2 ($5000 \text{ m}^2 \leq S_{\text{sàn}} \leq 10.000 \text{ m}^2$ hoặc $9 \leq \text{số tầng} \leq 19$)



Hình 1.1 – Phối cảnh công trình

1.1.3.2. Số tầng hầm

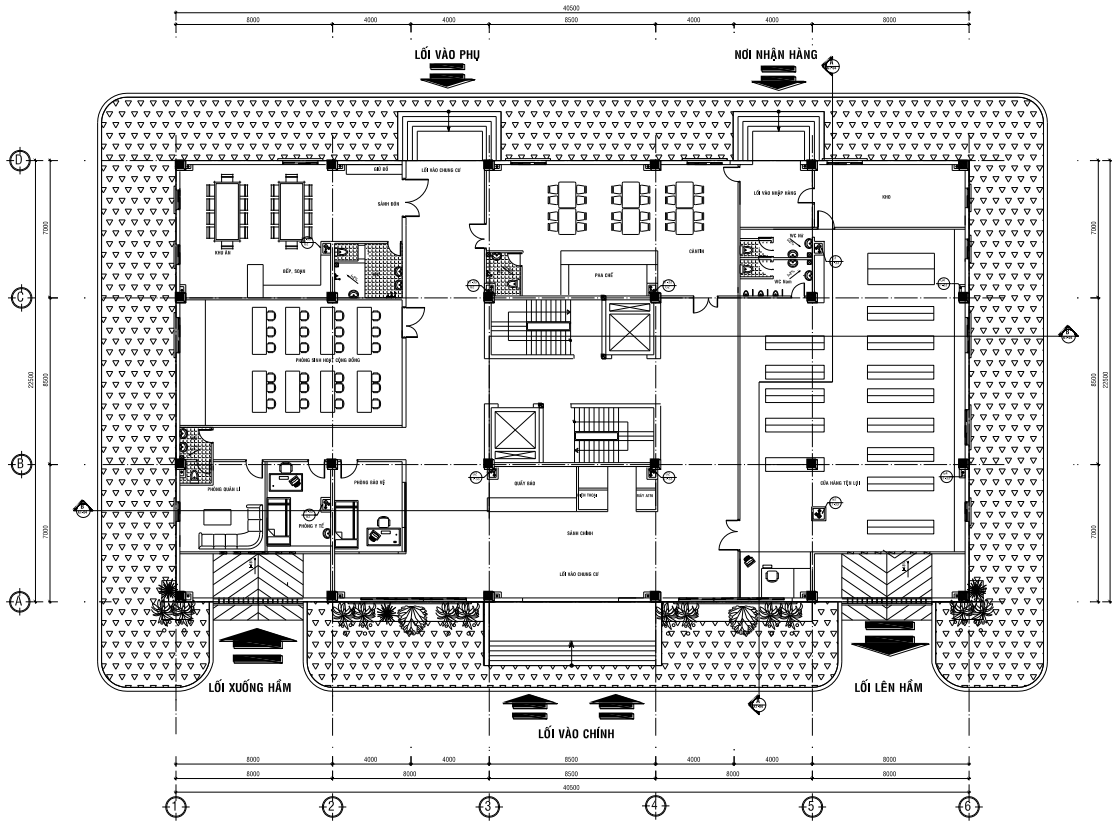
Công trình có: 1 tầng hầm



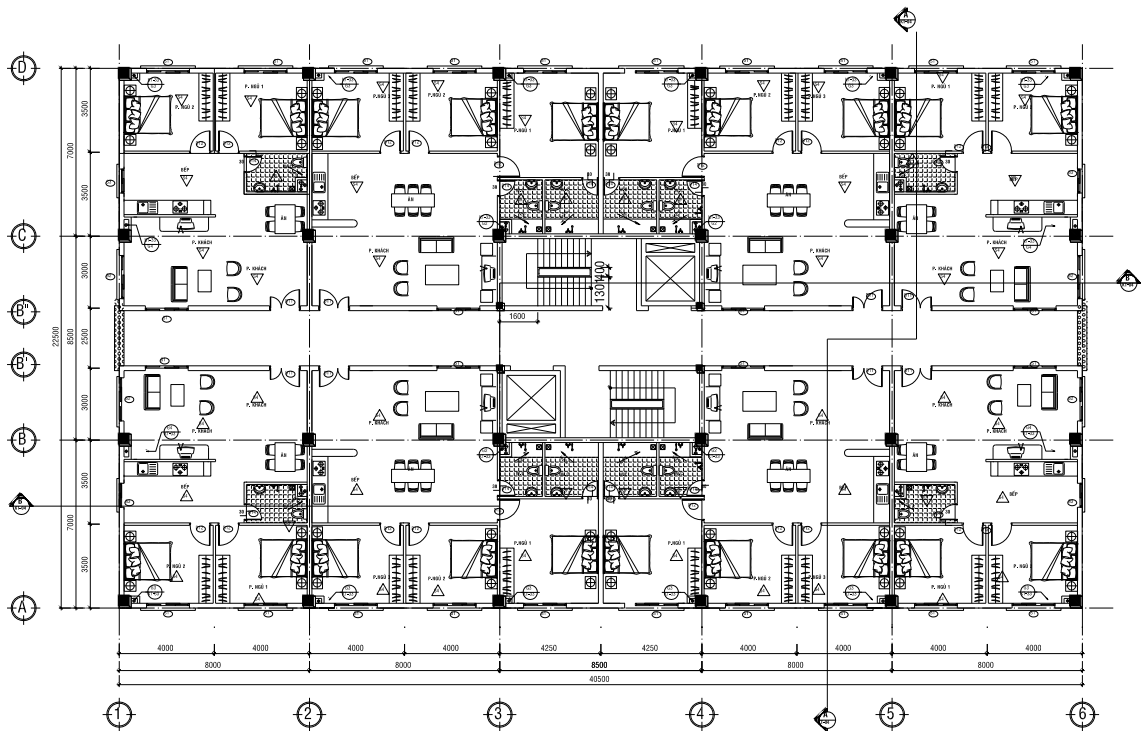
Hình 1.2 – Mặt bằng tầng hầm

1.1.3.3. Số tầng

Công trình có: 1 tầng trệt, 8 tầng lầu và 1 tầng mái.



Hình 1.3 – Mặt bằng tầng trệt



Hình 1.4 – Mặt bằng tầng 2 đến tầng 8

1.2. GIẢI PHÁP KIẾN TRÚC CÔNG TRÌNH

1.2.1. Giải pháp mặt bằng

Công năng công trình chính là cho thuê căn hộ nên tầng hầm diện tích phần lớn dùng cho việc để xe đi lại (garage), bố trí các hộp gain hợp lý và tạo không gian thoáng nhất có thể cho tầng hầm. Hệ thống cầu thang bộ và thang máy bố trí ngay vị trí vào tầng hầm → người sử dụng có thể nhìn thấy ngay lúc vào phục vụ việc đi lại. Đồng thời hệ thống PCCC cũng dễ dàng nhìn thấy.

Tầng trệt được coi như khu sinh hoạt chung của toàn khối nhà, được trang trí đẹp mắt với việc: cột ốp inox, bố trí khu trưng bày sách và cả phòng khách tạo không gian sinh hoạt chung cho tầng trệt của khối nhà. Đặc biệt phòng quản lý cao ốc được bố trí vị trí khách có thể nhìn thấy nếu có việc cần thiết và khu nội bộ của cao ốc được bố trí 1 khu có lối ra vào riêng. Nói chung rất dễ hoạt động và quản lý khi bố trí các phòng như kiến trúc mặt bằng đã có.

Tầng điển hình (tầng 2 → 8) đây là mặt bằng tầng cho ta thấy rõ nhất chức năng của khối nhà, ngoài khu vệ sinh và khu vực giao thông thì tất cả diện tích còn lại làm mặt bằng cho căn hộ hoạt động. Cùng với vị trí giáp đường cả 2 đầu của tòa nhà thì chức năng của ngôi nhà có hiệu quả cao.

1.2.1.1. Giải pháp mặt đứng

Sử dụng, khai thác triệt để nét hiện đại với cửa kính lớn, tường ngoài được hoàn thiện bằng sơn nước. Mái BTCT có lớp chống thấm và cách nhiệt. Tường gạch, trát vữa, sơn nước, lớp chóp nhôm xi mờ. Ống xối sử dụng $\Phi 14$, sơn màu tường.

Cửa đi : tầng trệt – cửa hai lớp, lớp ngoài cửa cuốn sơn tĩnh điện, lớp trong cửa kính khung nhôm sơn tĩnh điện; tầng căn hộ ở – cửa chình, cửa phòng ngủ, cửa WC bằng cửa VENEER. Cửa sổ: cửa kính khung nhôm sơn tĩnh điện, kính an toàn 2 lớp (3mm + 3mm) và (5mm + 5mm). Trang trí: tường mặt trong sơn nước, tường mặt ngoài : tầng 1 ốp đá Granite, tầng 2 trở lên sơn Texture.

1.2.2. Giải pháp giao thông công trình

Giao thông ngang trong mỗi đơn nguyên là hệ thống hành lang giữa, đảm bảo lưu thông ngắn gọn, tiện lợi đến từng căn hộ. Ngoài ra còn có sảnh, hiên dùng làm mối liên hệ giao thông giữa các phòng trong một căn hộ. Hệ thống giao thông đứng là thang bộ và thang máy. Mặt bằng rộng nên có 2 thang bộ 2 vé làm nhiệm vụ vừa là lối đi chính vừa để thoát hiểm. Cầu thang máy được đặt ở vị trí trung tâm nhằm đảm bảo khoảng cách xa nhất đến cầu thang < 25m để giải quyết việc đi lại hằng ngày cho mọi người và khoảng cách an toàn để có thể thoát người nhanh nhất khi xảy ra

sự cố. Căn hộ bố trí xung quanh lõi phân cách bởi hành lang nên khoảng đi lại là ngắn nhất, rất tiện lợi, hợp lý và bảo đảm thông thoáng.

1.3. GIẢI PHÁP KẾT CẤU CỦA KIẾN TRÚC

Hệ kết cấu của công trình là hệ kết cấu khung BTCT toàn khối.

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 và bể nước bằng inox được đặt trên tầng mái. Bể 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 220mm, tường ngăn dày 110mm.

Phương án móng dùng phương án móng sâu.

1.4. GIẢI PHÁP KỸ THUẬT KHÁC

1.4.1. Hệ thống điện

Công trình sử dụng điện được cung cấp từ 2 nguồn: lưới điện TP. Hồ Chí Minh và máy phát điện có công suất 150 kVA (kèm theo 1 máy biến áp tất cả được đặt dưới tầng hầm để tránh gây ra tiếng ồn và độ rung ảnh hưởng đến sinh hoạt).

Toàn bộ đường dây điện được đi ngầm (được tiến hành lắp đặt đồng thời với lúc thi công). Hệ thống cấp điện chính được đi trong hộp kỹ thuật luôn trong gen điện và đặt ngầm trong tường và sàn, đảm bảo không đi qua khu vực ẩm ướt và tạo điều kiện dễ dàng khi cần sửa chữa.

Ở mỗi tầng đều lắp đặt hệ thống điện an toàn: hệ thống ngắt điện tự động từ 1A ÷ 80A được bố trí theo tầng và theo khu vực (đảm bảo an toàn phòng chống cháy nổ).

Mạng điện trong công trình được thiết kế với những tiêu chí như sau:

- An toàn: không đi qua khu vực ẩm ướt như khu vệ sinh.
- Dễ dàng sửa chữa khi có hư hỏng cũng như dễ kiểm soát và cắt điện khi có sự cố.
- Dễ thi công.

Mỗi khu vực thuê được cung cấp 1 bảng phân phối điện. Đèn thoát hiểm và chiếu sáng trong trường hợp khẩn cấp được lắp đặt theo yêu cầu của cơ quan có thẩm quyền.

1.4.2. Hệ thống cấp nước

Công trình sử dụng nguồn nước được lấy từ hệ thống cấp nước TP.Hồ Chí Minh chứa vào bể chứa ngầm sau đó bơm lên bể nước mái, từ đây sẽ phân phối xuống các tầng của công trình theo các đường ống dẫn nước chính. Hệ thống bơm nước cho công trình được thiết kế tự động hoàn toàn để đảm bảo nước trong bể mái luôn đủ để cung cấp cho sinh hoạt và cứu hỏa.

Các đường ống qua các tầng luôn được bọc trong các hộp gen nước. Hệ thống cấp nước đi ngầm trong các hộp kỹ thuật. Các đường ống cứu hỏa chính luôn được bố trí ở mỗi tầng dọc theo khu vực giao thông đứng và trên trần nhà.

1.4.3. Hệ thống thoát nước

Nước mưa trên mái sẽ thoát theo các lỗ thu nước chảy vào các ống thoát nước mưa có đường kính $d = 140$ mm đi xuống dưới. Riêng hệ thống thoát nước thải được bố trí đường ống riêng. Nước thải từ các buồng vệ sinh có riêng hệ ống dẫn để đưa nước vào bể xử lý nước thải sau đó mới đưa vào hệ thống thoát nước chung.

1.4.4. Hệ thống thông gió

Các tầng đều có cửa sổ thông thoáng tự nhiên. Bên cạnh đó, công trình còn có các khoảng trống thông tầng nhằm tạo sự thông thoáng thêm cho tòa nhà. Hệ thống máy điều hòa được cung cấp cho tất cả các tầng. Hạng thông gió dọc cầu thang bộ, sảnh thang máy. Sử dụng quạt hút để thoát hơi cho các khu vệ sinh và ống gain được dẫn lên mái.

1.4.5. Hệ thống chiếu sáng

Các tầng đều được chiếu sáng tự nhiên thông qua các cửa kính bố trí bên ngoài và các giếng trời trong công trình. Ngoài ra, hệ thống chiếu sáng nhân tạo cũng được bố trí **sa cho** có thể cung cấp ánh sáng đến những nơi cần thiết.

1.4.6. Hệ thống phòng cháy chữa cháy

Hệ thống báo cháy được lắp đặt tại mỗi khu vực cho thuê. Các bình cứu hỏa được trang bị đầy đủ và bố trí ở các hành lang, cầu thang...theo sự hướng dẫn của ban phòng cháy chữa cháy của Thành phố Hồ Chí Minh.

Bố trí hệ thống cứu hỏa gồm các hạng cứu hỏa tại các lối đi, các sảnh ... với khoảng cách tối đa theo đúng tiêu chuẩn TCVN 2622 –1995.

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. Gian rác được thiết kế kín đáo và xử lý kỹ lưỡng để tránh tình trạng bốc mùi gây ô nhiễm môi trường.

PHẦN II: KẾT CẤU

CHƯƠNG 2: GIẢI PHÁP KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

2.1. CƠ SỞ TÍNH TOÁN KẾT CẤU

Tính toán tải trọng (tĩnh tải, hoạt tải, tải trọng gió, tải trọng đặc biệt) dựa vào tiêu chuẩn sau:

- TCVN 2737–1995: Tải trọng và tác động – Tiêu chuẩn thiết kế.
- TCVN 229–1999: Chỉ dẫn tính thành phần động của tải trọng gió.
- TCXDVN 375–2006: Thiết kế công trình chịu động đất

Tính toán và thiết kế thép cho các cấu kiện dầm, cột sàn, cầu thang, bể nước... dựa vào tiêu chuẩn sau:

- TCVN 5574–2012: Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép – Tiêu chuẩn thiết kế.
- TCVN 198–1997: Nhà cao tầng – Thiết kế kết cấu bê tông cốt thép.

Thiết kế móng cho công trình dựa vào tiêu chuẩn sau:

- TCVN 205–1998: Móng cọc–Tiêu chuẩn thiết kế.
- TCVN 9362–2012: Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình.

Cấu tạo thép dầm, cột sàn, nút khung dựa vào tiêu chuẩn sau:

- TCVN 5574–2012: Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép – Tiêu chuẩn thiết kế.
- TCVN 198–1997: Nhà cao tầng – Thiết kế kết cấu bê tông cốt thép.

2.2. GIẢI PHÁP VẬT LIỆU

Tên cấu kiện	Thông số vật liệu
Sàn, cầu thang, bể nước	<ul style="list-style-type: none"> - Cấp độ bền bê tông: B25 - Thép $\phi \leq 8$ (AI); $\phi \geq 10$ (AII)
Dầm	<ul style="list-style-type: none"> - Cấp độ bền bê tông: B25 - Thép dọc $\phi \geq 12$ (AIII) - Thép đai $\phi \leq 8$ (AI)
Cột	<ul style="list-style-type: none"> - Cấp độ bền bê tông: B25 - Thép dọc $\phi \geq 16$ (AIII) - Thép đai $\phi \leq 8$ (AI)
Móng	<ul style="list-style-type: none"> - Cấp độ bền bê tông: B25 - Thép đai $\phi \geq 12$ (AIII) - Thép dọc cọc ép, cọc nhồi $\phi \geq 12$ (AIII) - Thép đai cọc ép, cọc nhồi $\phi \leq 8$ (AI)

2.3. GIẢI PHÁP KẾT CẤU

2.4. Giải pháp kết cấu ngang (dầm, sàn)

- **Chiều dày sàn**

Chiều dày sàn sơ bộ theo công thức sau:

$$h_s = \frac{D}{m} l_1$$

Trong đó: $m = 30 \div 35$ sàn 1 phương ($l_2 \geq 2l_1$)

$m = 40 \div 50$ sàn 2 phương ($l_2 < 2l_1$)

$m = 10 \div 15$ bản công xôn

l_1 : nhịp theo phương cạnh ngắn

$D = 0.8 \div 1.4$ phụ thuộc vào tải trọng

Bảng 2-1 Bảng sơ bộ chiều dày sàn

STT	Sàn tầng	Chiều dày
1	Sàn tầng điển hình (tầng 2 đến tầng 8)	120
2	Sàn sân thượng	120
3	Sàn mái	100
4	Sàn tầng hầm	200

- **Kích thước dầm**

Sơ bộ theo công thức kinh nghiệm sau:

- Chiều cao dầm : $h = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{20} \right) L$

- Bề rộng dầm: $b = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \right) h$

Bảng 2-2 Bảng sơ bộ kích thước dầm

STT	Nhịp dầm (L)	Kích thước (b x h) mm
1	Dầm chính L = 8,5 m	300x700
2	Dầm chính L = 8 m	300x700
3	Dầm chính L = 7 m	300x600
4	Dầm chính L ≤ 3 m	300x500
5	Dầm phụ L = 8,5 m;	250x500
6	Dầm phụ L = 7 m;	250x500
7	Dầm phụ L ≤ 3 m;	200x400
8	Dầm thang	200x400

Ghi chú:

Để tiện thi công, đảm bảo tính kinh tế các dầm chính liên tục nhịp chên nhau không lớn (dưới 25%) thì không nên thay đổi tiết diện dầm mà thay đổi hàm lượng thép trong dầm, nếu thay đổi thì chỉ nên thay đổi chiều cao dầm mà giữ nguyên bề rộng dầm.

2.5. Giải pháp kết cấu đứng (cột, vách)

Công thức sơ bộ kích thước cột:

$$A_c = \frac{k.N}{\gamma_b R_b + \mu R_s}$$

Trong đó, N là lực dọc tại chân cột đang sơ bộ; k: là hệ số kể đến ảnh hưởng của momen

▪ **Tính N**

$$N = \sum_{i=1}^n q_i \cdot n_i \cdot S_i$$

Trong đó: q_i : tải trọng phân bố đều trên sàn (tĩnh tải + hoạt tải)

n_i : số tầng

s_i : diện tích truyền tải của sàn vào cột

q_i : lấy theo kinh nghiệm như sau: chung cư (12÷15) kN/m²

Tính sơ bộ tải trọng q như sau:

+ Trọng lượng bản thân sàn: $25 \times 0,12 \times 1,1 = 3.3 \text{ kN/m}^2$

+ Trọng lượng bản thân dầm:

$$25 \times 0.3 \times (0.6 - 0.12) \times (7 + 8) \times 1.1 + 25 \times 0.25 \times (0.5 - 0.12) \times (7 + 8) \times 1.1 = 51 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \text{Quy về phân bố đều trên sàn: } 51 / (7 \times 8) = 0,9 \text{ kN/m}^2$$

+ Trọng lượng các lớp hoàn thiện: 1.2 kN/m²

+ Hệ thống ống kỹ thuật và trần treo (trần thạch cao): 0.5 kN/m²

+ Tải tường phân bố trên sàn (tính cho ô có diện tích sàn lớn nhất)

Bảng 2-3 Bảng tính tải tường xây gạch

Loại tường	Trọng lượng riêng <i>kN/m³</i>	Trừ cửa	Chiều cao tường <i>m</i>	Chiều dài tường <i>m</i>	Tổng TL <i>kN</i>
Tường gạch có lỗ dày 220	15.00	20%	3.00	36.00	342.14
Tường gạch đặc dày 110	18.00	20%	3.00	20.00	114.05
Tổng (làm tròn)					456.19
- Diện tích 1 căn hộ : 80.00					m ²
- Tải tường phân bố trên sàn : 5.70					kN/m ²

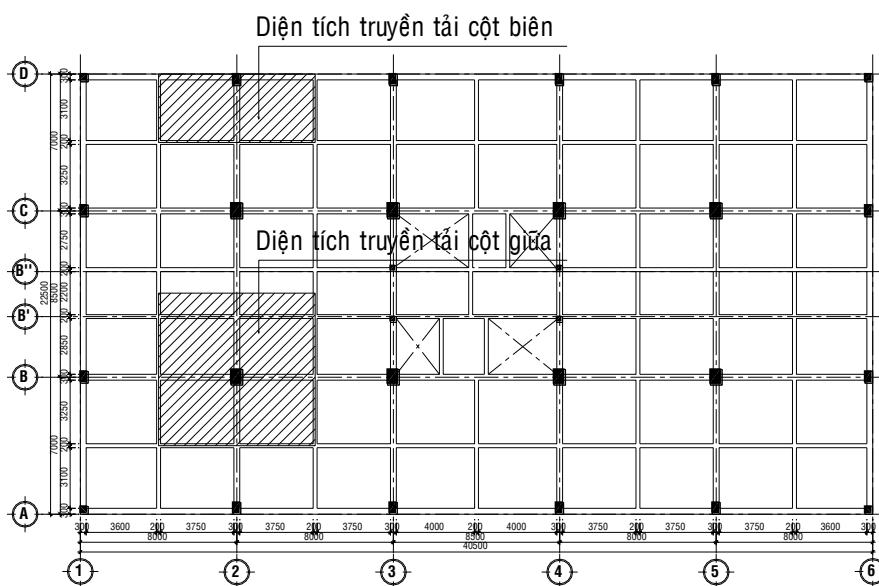
+ Hoạt tải tính toán trên sàn :

+ Hoạt tải căn hộ: 1.95 kN/m² (chiếm tổng 82% diện tích sàn)

+ Hành lang chung: 3.6 kN/m² (chiếm 18% tổng diện tích sàn)

$$\Rightarrow \text{Do đó lấy giá trị trung bình: } 2.25 \text{ kN/m}^2$$

Kết luận: tải trọng *q* (gồm tĩnh tải và hoạt tải) phân bố đều trên sàn 13.85 kN/m²



Hình 2.1 – Mặt bằng diện tích truyền tải vào cột

Bảng 2-4 Tiết diện cột giữa

Tầng	S _{tr.tải}	q	N	Hàm lượng thép	k	F _{tt}	b	x	h	F _{chọn}
	(m ²)	(kN/m ²)	(kN)			cm ²	(cm)			cm ²
Sân thượng	57.75	13.85	799.84	0.40%	1.1	705	50	x	70	3500
Tầng 8	57.75	13.85	1599.68	0.40%	1.1	1411	50	x	70	3500
Tầng 7	57.75	13.85	2399.51	0.40%	1.1	2116	50	x	70	3500
Tầng 6	57.75	13.85	3199.35	0.40%	1.1	2822	50	x	70	3500
Tầng 5	57.75	13.85	3999.19	0.40%	1.1	3527	60	x	80	4800
Tầng 4	57.75	13.85	4799.03	0.40%	1.1	4233	60	x	80	4800
Tầng 3	57.75	13.85	5598.86	0.40%	1.1	4938	60	x	80	4800
Tầng 2	57.75	13.85	6398.70	0.40%	1.1	5644	70	x	90	6300
Tầng trệt	57.75	13.85	7198.54	0.40%	1.1	6349	70	x	90	6300

Bảng 2-5 Tiết diện cột biên

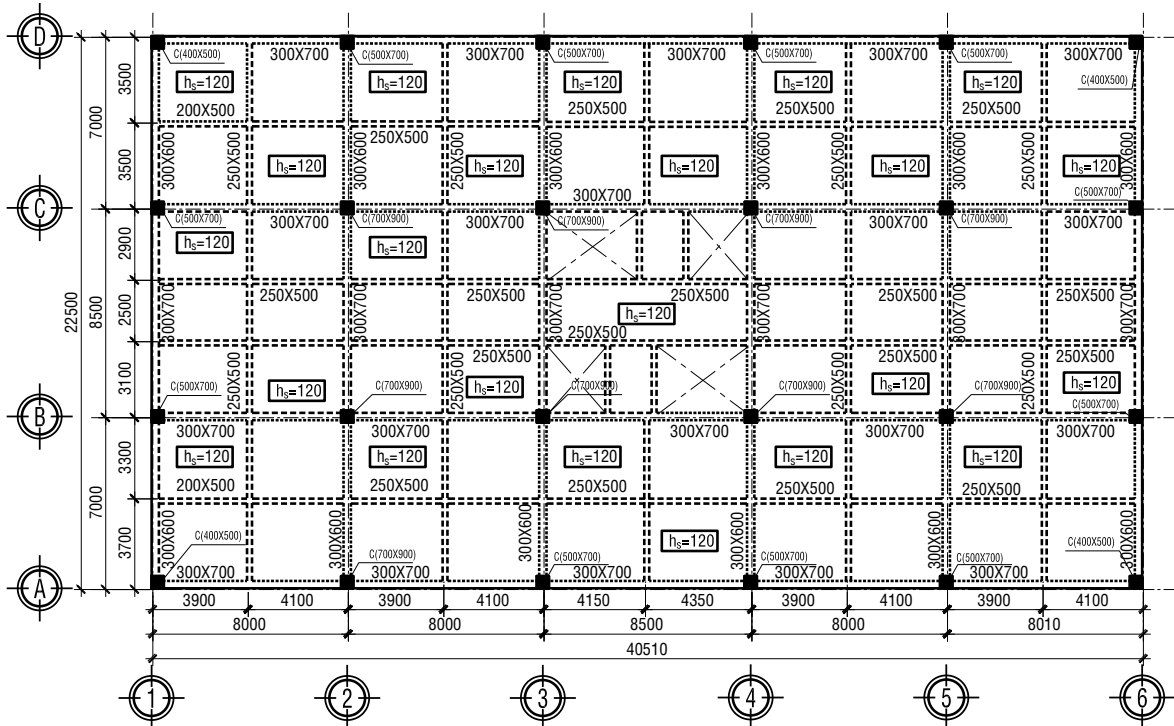
Tầng	S _{tr.tải}	q	N	Hàm lượng thép	k	F _{tt}	b	x	h	F _{chọn}
	(m ²)	(kN/m ²)	(kN)			cm ²	(cm)			cm ²
Sân thượng	28.00	13.85	387.80	0.40%	1.2	373	40	x	50	2000
Tầng 8	28.00	13.85	775.60	0.40%	1.2	746	40	x	50	2000
Tầng 7	28.00	13.85	1163.40	0.40%	1.2	1119	40	x	50	2000
Tầng 6	28.00	13.85	1551.20	0.40%	1.2	1493	40	x	60	2400
Tầng 5	28.00	13.85	1939.00	0.40%	1.2	1866	40	x	60	2400
Tầng 4	28.00	13.85	2326.80	0.40%	1.2	2239	40	x	60	2400
Tầng 3	28.00	13.85	2714.60	0.40%	1.2	2612	50	x	70	3500
Tầng 2	28.00	13.85	3102.40	0.40%	1.2	2985	50	x	70	3500
Tầng trệt	28.00	13.85	3490.20	0.40%	1.2	3358	50	x	70	3500

Bảng 2-6 Tiết diện cột góc

Tầng	Str.tải	q	N	Hàm lượng thép	k	F _{tt}	b	x	h	F _{chọn}
	(m ²)									
Sân thượng	14.00	13.85	193.90	0.40%	1.3	202	40	x	40	1600
Tầng 8	14.00	13.85	387.80	0.40%	1.3	404	40	x	40	1600
Tầng 7	14.00	13.85	581.70	0.40%	1.3	606	40	x	40	1600
Tầng 6	14.00	13.85	775.60	0.40%	1.3	808	40	x	40	1600
Tầng 5	14.00	13.85	969.50	0.40%	1.3	1011	40	x	40	1600
Tầng 4	14.00	13.85	1163.40	0.40%	1.3	1213	40	x	50	2000
Tầng 3	14.00	13.85	1357.30	0.40%	1.3	1415	40	x	50	2000
Tầng 2	14.00	13.85	1551.20	0.40%	1.3	1617	40	x	50	2000
Tầng trệt	14.00	13.85	1745.10	0.40%	1.3	1819	40	x	50	2000

Ghi chú:

- Cột tại vị trí cầu thang chọn 300x300 cho tất cả các tầng.
- Tiết diện cột trên sẽ được điều chỉnh lại trong tính khung (nếu cần thiết)



Hình 2.2 – Mặt bằng kết cấu tầng điển hình

CHƯƠNG 3: TÍNH TOÁN TẢI TRỌNG

3.1. CƠ SỞ TÍNH TOÁN TẢI TRỌNG

- Căn cứ theo tiêu chuẩn TCVN 2737:1995
- Các lớp cấu tạo kiến trúc
- Cataloge vật liệu sử dụng trong công trình
- Theo yêu cầu và công năng sử dụng mà chủ đầu tư đưa ra (nếu có).

3.2. TÍNH TẢI

- Tải trọng các lớp hoàn thiện sàn (không kể đến trọng lượng bản thân sàn):

Bảng 3-1 - Tính tải hoàn thiện sàn căn hộ (bếp, phòng ngủ, phòng ăn...)

STT	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tính tải tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	Tính tải tính toán
		(kN/m ³)	(mm)	(kN/m ²)		(kN/m ²)
1	Các lớp hoàn thiện sàn và trần					
2	- Gạch Ceramic	20	10	0.20	1.2	0.24
3	- Vữa lát nền	18	35	0.63	1.3	0.82
4	- Vữa lát trần	18	15	0.27	1.3	0.35
5	Tổng tính tải:			1.10		1.41

Bảng 3-2 - Tính tải hoàn thiện 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 ³)	(mm)	(kN/m ²)		(kN/m ²)
1	Các lớp hoàn thiện sàn và trần					
2	- Vữa lát nền + tạo dốc	18	50	0.90	1.3	1.17
3	- Lớp chống thấm	10	3	0.03	1.3	0.04
4	Tổng tính tải:			0.93		1.21

Bảng 3-3 - Tĩnh tải hoàn thiện sàn tầng mái và sân thượng

STT	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tĩnh tải tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	Tĩnh tải tính toán
		(kN/m ³)	(mm)	(kN/m ²)		(kN/m ²)
1	Các lớp hoàn thiện sàn và trần					
2	- Lớp gạch chống nóng	20	10	0.20	1.2	0.24
3	- Vữa lát nền + tạo dốc	18	35	0.63	1.3	0.82
4	- Lớp chống thấm	10	3	0.03	1.3	0.04
5	- Vữa lát trần	18	15	0.27	1.3	0.35
6	Tổng tĩnh tải:			1.13		1.45

⇒ **Thiên về an toàn lấy tải hoàn thiện trên trên các sàn là 1.5 kN/m²**

- Hệ thống kỹ thuật & trần treo (nếu có): 0.5 kN/m²
- Tải tường (phân bố đều trên dầm)

Loại tường	Trọng lượng riêng <i>kN/m³</i>	Trừ cửa	Chiều cao tường <i>m</i>	Tổng TL <i>kN/m</i>
Tường gạch có lỗ dày 220 (có cửa)	15.00	20%	3.00	9.50
Tường gạch đặc dày 110 (có cửa)	18.00	20%	3.10	5.89
Tường gạch có lỗ dày 220 (không cửa)	15.00	0%	3.00	11.88
Tường gạch đặc dày 110 (không cửa)	18.00	0%	3.48	8.27

Ghi chú: đơn giản và thiên về an toàn lấy tải tường như sau:

- + Tải tường 220 bằng 12 kN/m
- + Tải tường 110 bằng 8.5 kN/m

3.2.1. HOẠT TẢI

Bảng 3-4 - Hoạt tải tiêu chuẩn và tính toán trên sàn

STT	Tên sàn	Giá trị tiêu chuẩn (kN/m ²)			Hệ số vượt tải	Hoạt tải tính toán
		Phần dài hạn	Phần ngắn hạn	Toàn phần		(kN/m ²)
1	Tầng hầm	1.80	3.20	5.00	1.20	6.00
2	Thang, sảnh, hành lang	1.00	2.00	3.00	1.20	3.60
3	Phòng ở	0.30	1.20	1.50	1.30	1.95
4	Sàn vệ sinh	0.30	1.20	1.50	1.30	1.95
5	Ban công	1.00	2.00	3.00	1.20	3.60
6	Mái bằng có sử dụng (sân thượng)	0.50	1.00	1.50	1.30	1.95
7	Mái bằng không có sử dụng	0.00	0.75	0.75	1.30	0.98

3.2.2. TẢI TRỌNG GIÓ

- Tổng chiều cao công trình 32.8m < 40 m nên bỏ qua thành phần động của gió, chỉ tính thành phần tĩnh của gió.
- Thành gió tĩnh quy về phân bố đều trên dầm biên
- Công thức tính toán dựa vào mục 6.3 và 6.4 tiêu chuẩn TCVN 2737:1995
- **Thông số tính toán**
 - Công trình xây dựng ở quận Gò Vấp thuộc địa hình C, vùng gió IIA
 - Áp lực gió tiêu chuẩn: 83 kG/m²
 - Hệ số khí động:
 - + Gió đẩy: 0.8
 - + Gió hút: 0.6
 - Hệ số tin cậy của tải trọng gió: 1,2

Bảng 3-5 - Tải trọng gió tính toán theo tiêu chuẩn TCVN 2737 :1995

STT	Tầng	H (m)	Z _j (m)	k _j	W _{j_đẩy} (kN/m)	W _{j_hút} (kN/m)
1	Tầng 1	3.2	1.0	0.344	0.7	0.5
2	Tầng 2	4.2	5.2	0.547	1.7	1.3
3	Tầng 3	3.6	8.8	0.633	1.8	1.4
4	Tầng 4	3.6	12.4	0.697	2.0	1.5
5	Tầng 5	3.6	16.0	0.749	2.1	1.6
6	Tầng 6	3.6	19.6	0.793	2.3	1.7
7	Tầng 7	3.6	23.2	0.831	2.4	1.8
8	Tầng 8	3.6	26.8	0.865	2.5	1.9
9	Sân thượng	3.6	30.4	0.896	1.3	1.0
10	Tầng mái	3.4	33.8	0.923	2.5	1.9

3.2.3. ÁP LỰC ĐẤT VÀO TẦNG HẦM

- Tải trọng đất tác dụng lên tường tại chiều sâu Z, tính như sau:

$$\text{Đất cát: } p = k_0 \cdot \gamma \cdot z$$

Trong đó:

p – áp lực đất phân bố lên tường

z – chiều sâu tại điểm đang xét

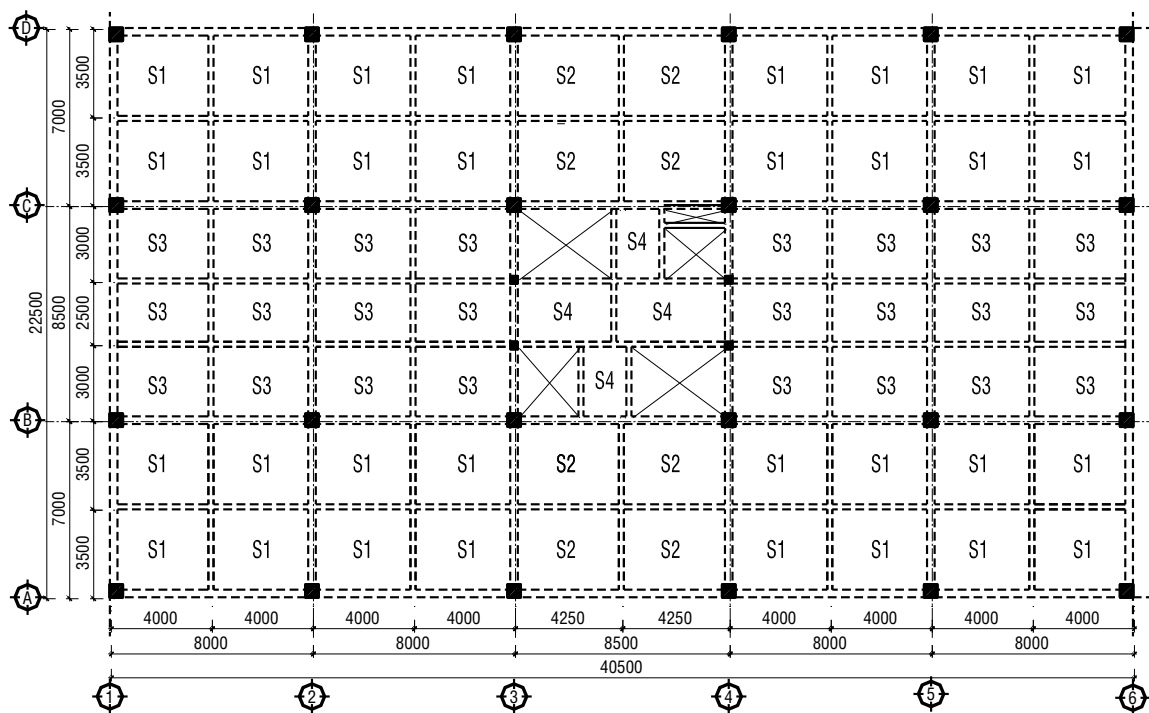
$$k_0 = 1 - \sin \varphi' = 1 - \sin 4.41 = 0.923 \text{ – hệ số áp lực ngang}$$

- Căn cứ vào địa chất lớp đất tác dụng vào tường là bùn sét dày 9m có $\gamma = 14.8 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 4.41$. Do đó áp lực đất tại độ sâu 2,2 m bằng:

$$p = k_0 \cdot \gamma \cdot z = 0.923 \times 14.8 \times 2.2 = 30 \text{ kN/m}^2$$

CHƯƠNG 4: THIẾT KẾ SÀN TẦNG 5

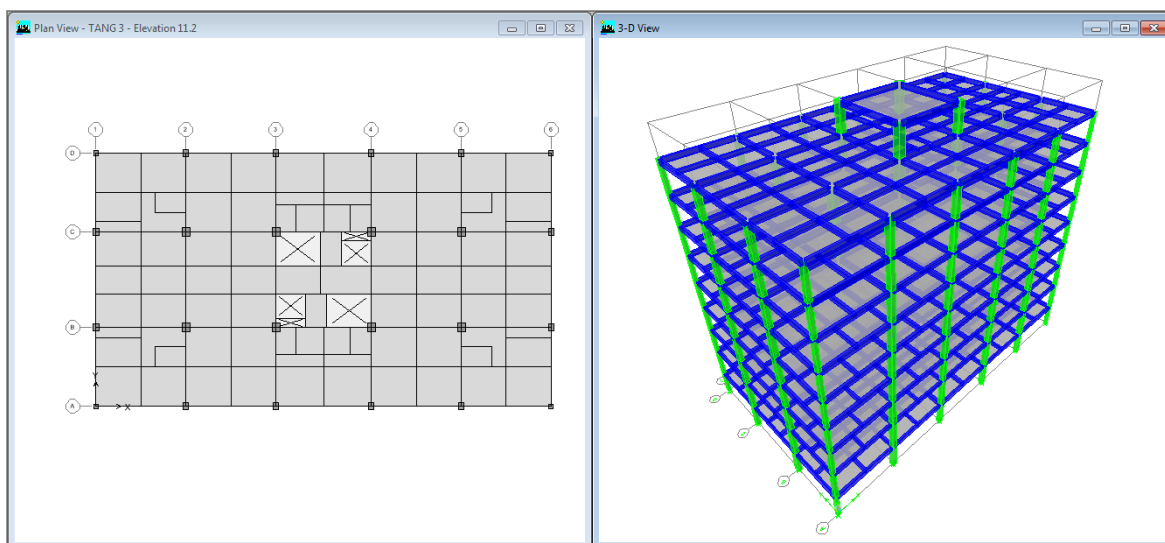
4.1. MẶT BẰNG KẾT CẤU SÀN



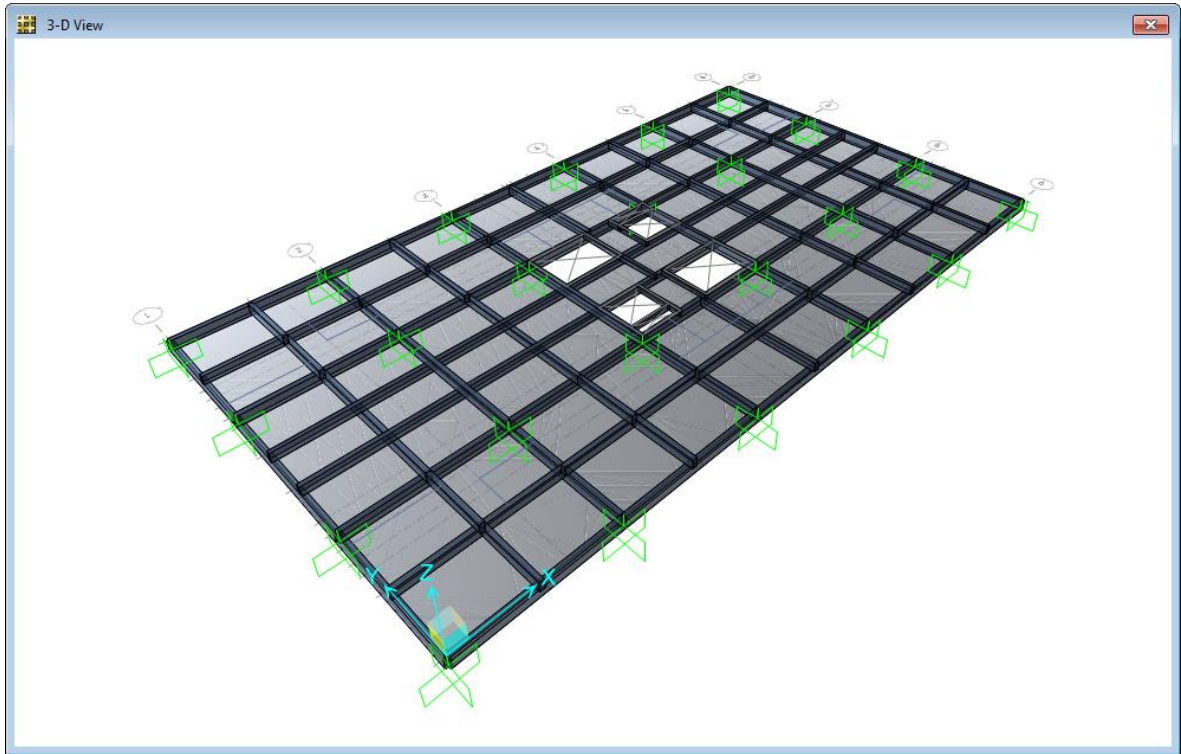
Hình 4.1 – Mặt bằng kí hiệu thứ tự ô sàn tính toán

4.2. SƠ ĐỒ TÍNH

Mô hình không gian toàn bộ kết cấu dầm cột sàn trong mô hình ETABS, với quan niệm ngầm tại mặt móng. Sau đó xuất kết quả sàn tầng 3 trong mô hình khung không gian qua mô hình SAFE để lấy nội lực tính toán cho sàn.



Hình 4.2 – Mô hình sàn tầng 3 trong khung không gian ETABS

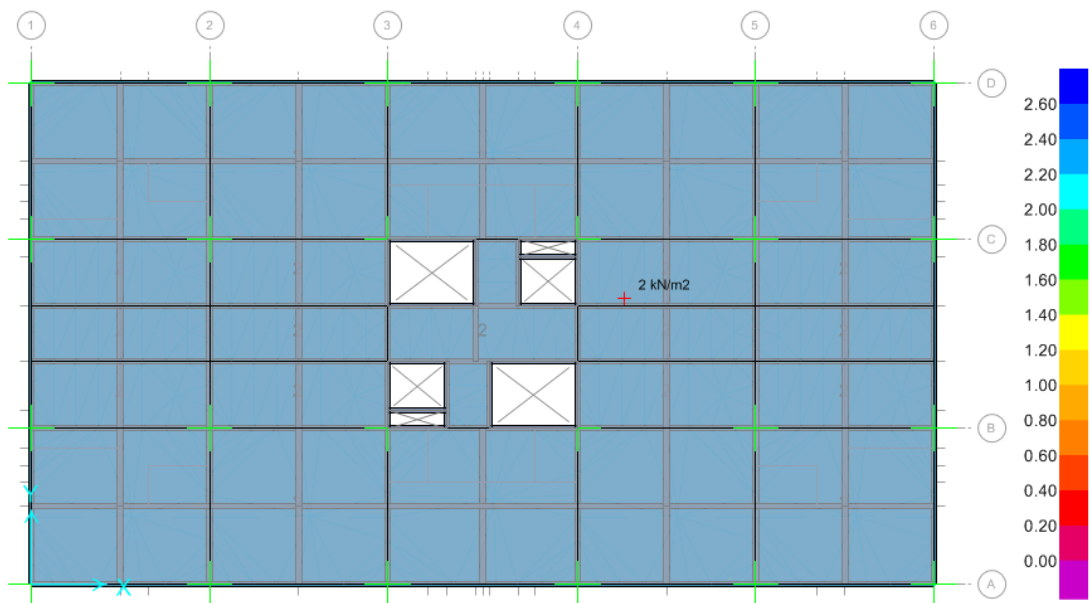


Hình 4.3 – Xuất kết quả tính toán sàn tầng 5 qua phần mềm SAFE

4.3. CÁC TRƯỜNG HỢP TẢI TRỌNG

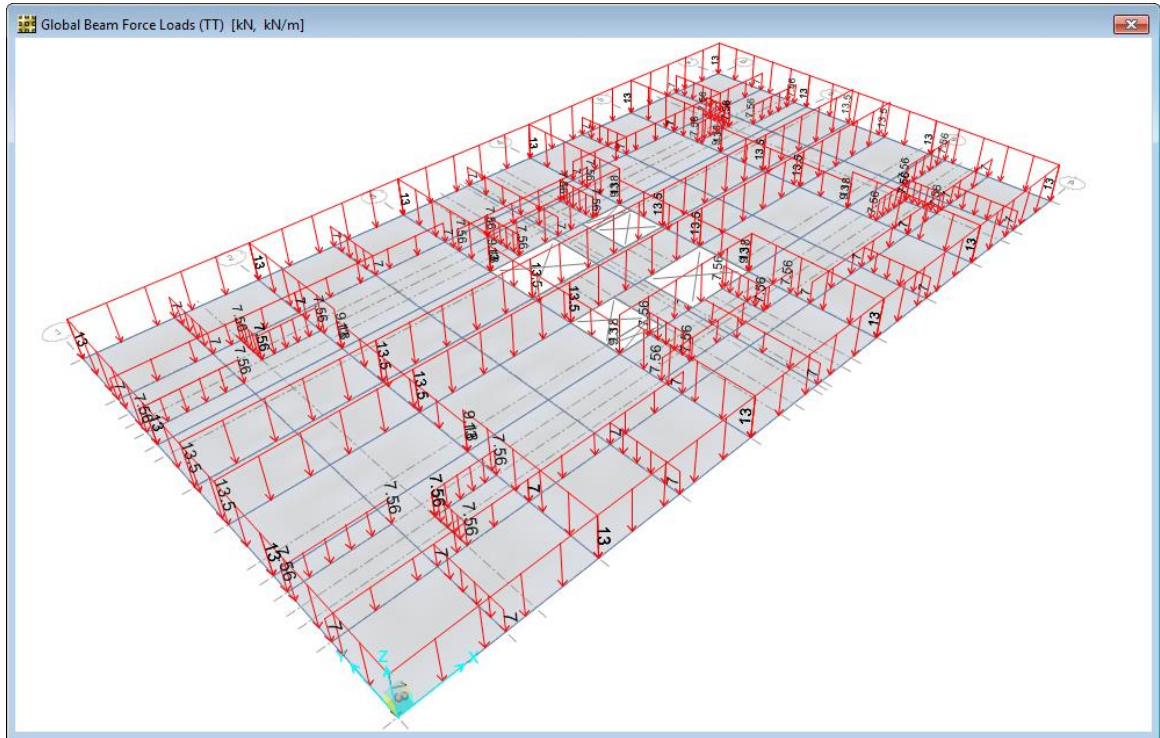
4.3.1. Tĩnh tải

4.3.1.1. Tĩnh tải các lớp cấu tạo sàn (chưa kể đến trọng lượng bản thân sàn dầm)



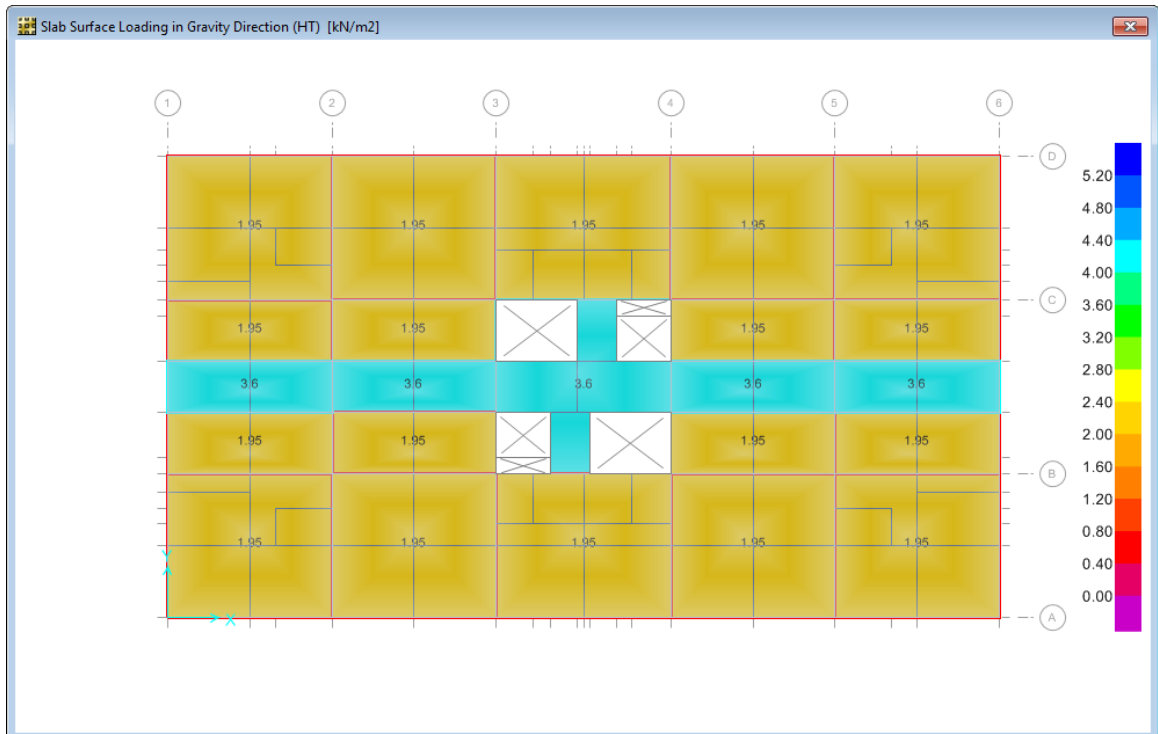
Hình 4.4 – Tĩnh tải hoàn thiện trên sàn (SDL)

4.3.1.2. Tải tường tác dụng lên sàn

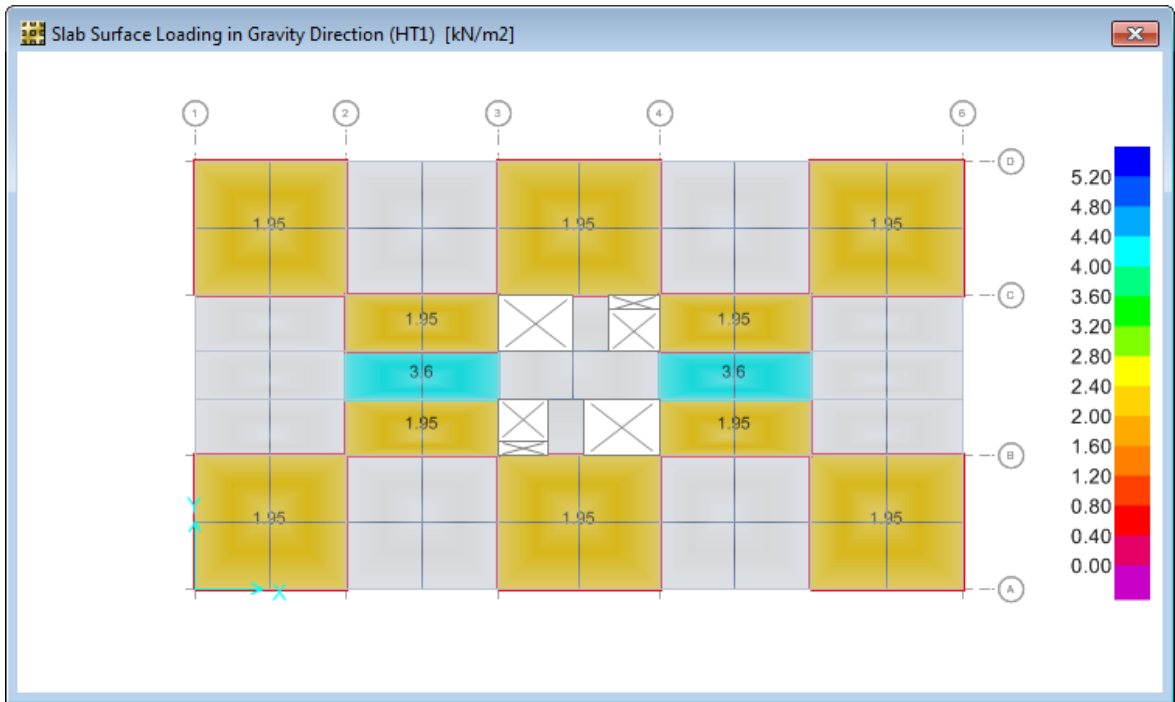


Hình 4.5 – Tải tường trên sàn và trên dầm

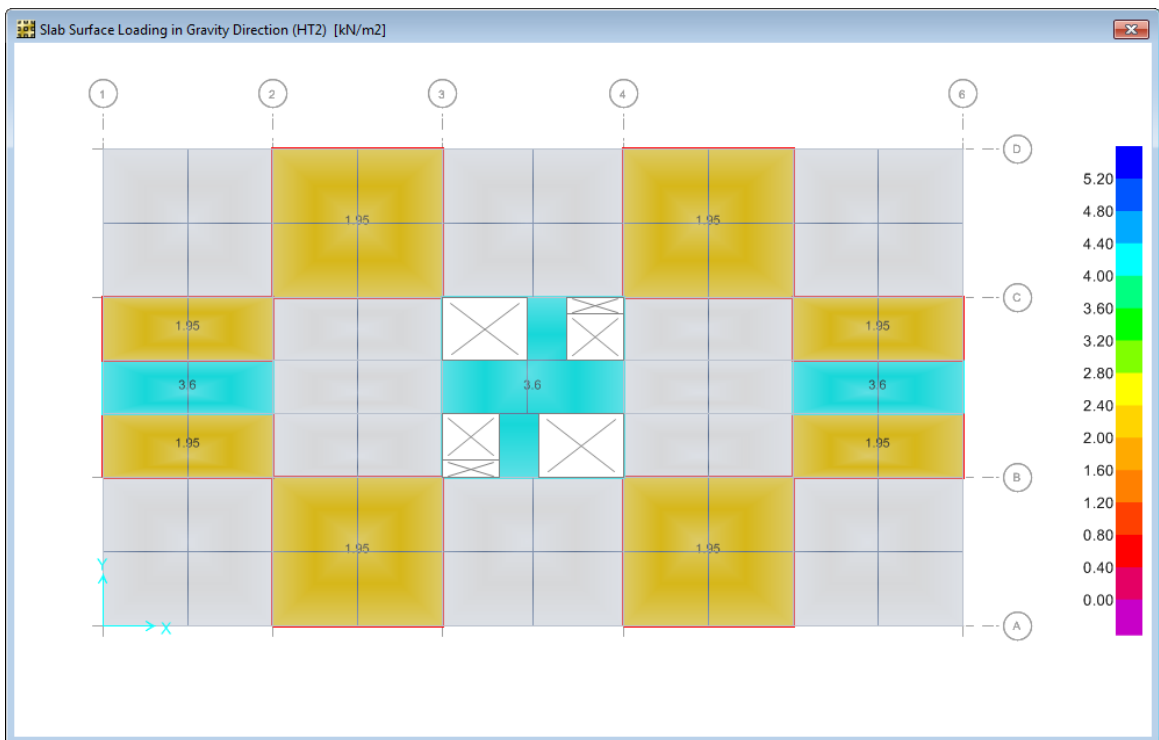
4.3.2. Hoạt tải



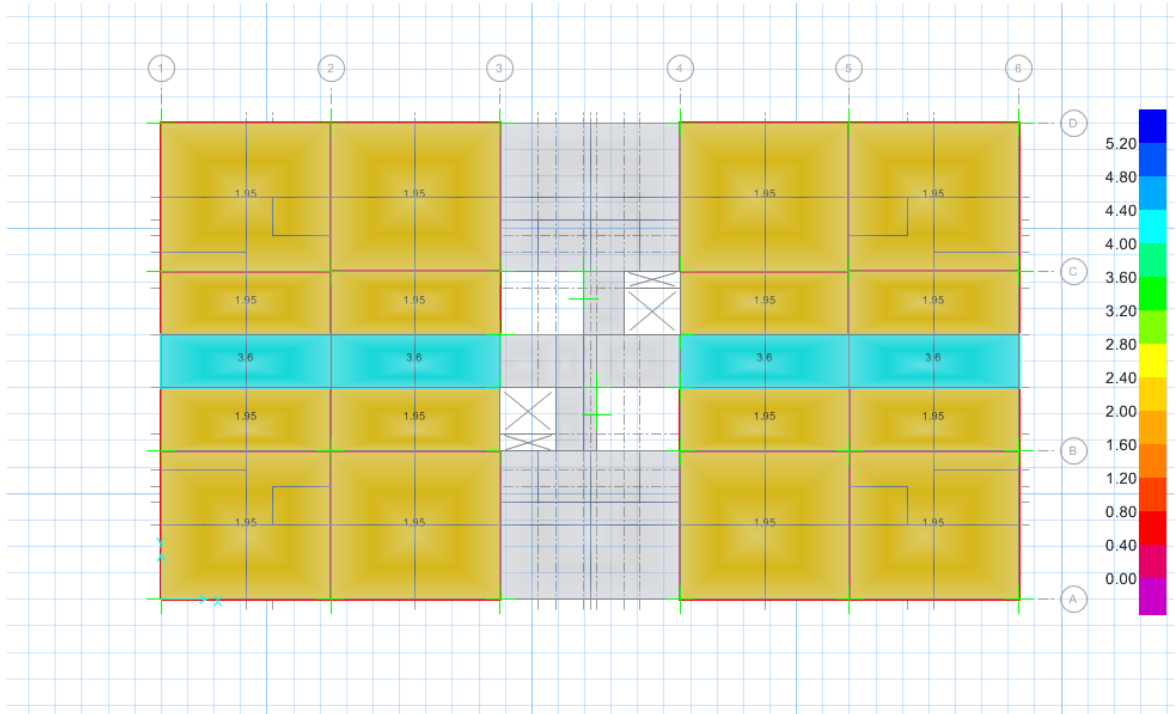
Hình 4.6 – Hoạt tải chất đầy trên sàn (HT)



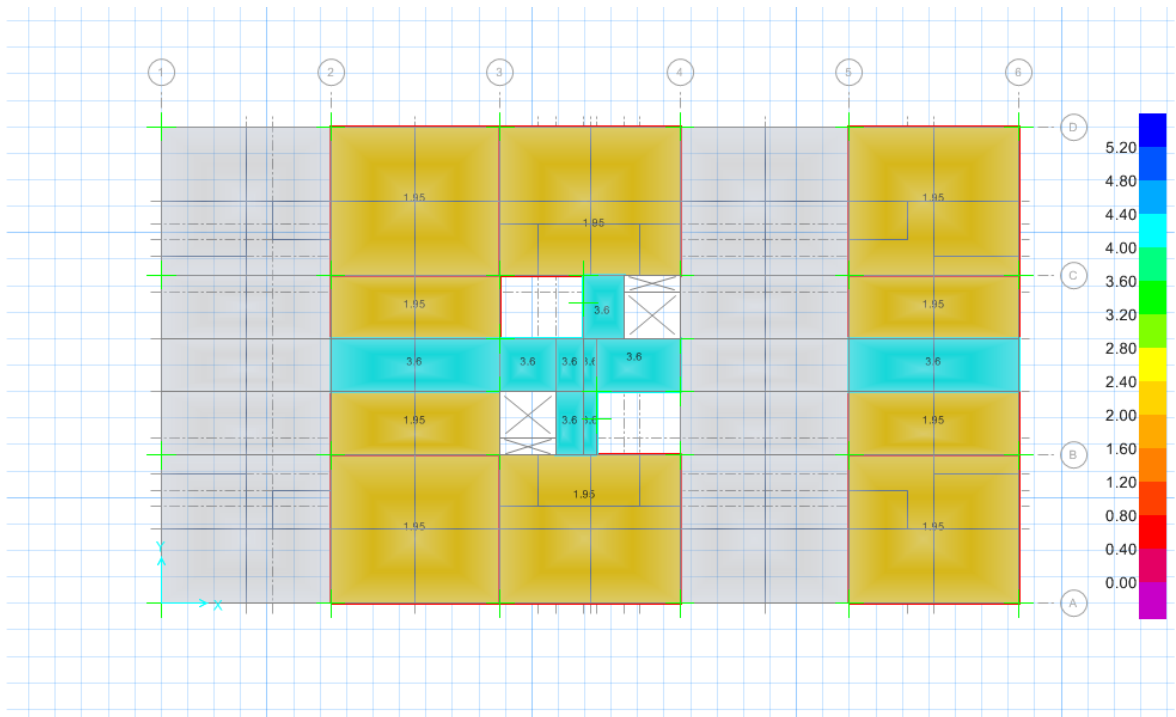
Hình 4.7 – Hoạt tải chất ô cờ (HT-OCO1)



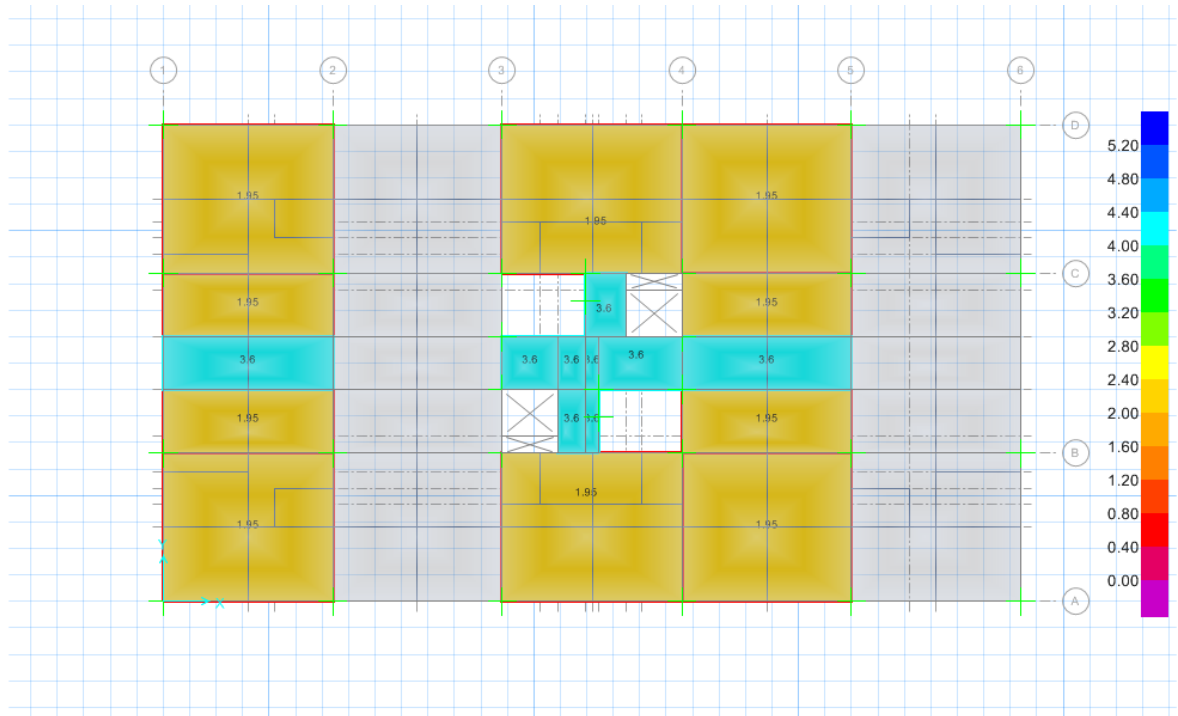
Hình 4.8 – Hoạt tải chất ô cờ (HT-OCO2)



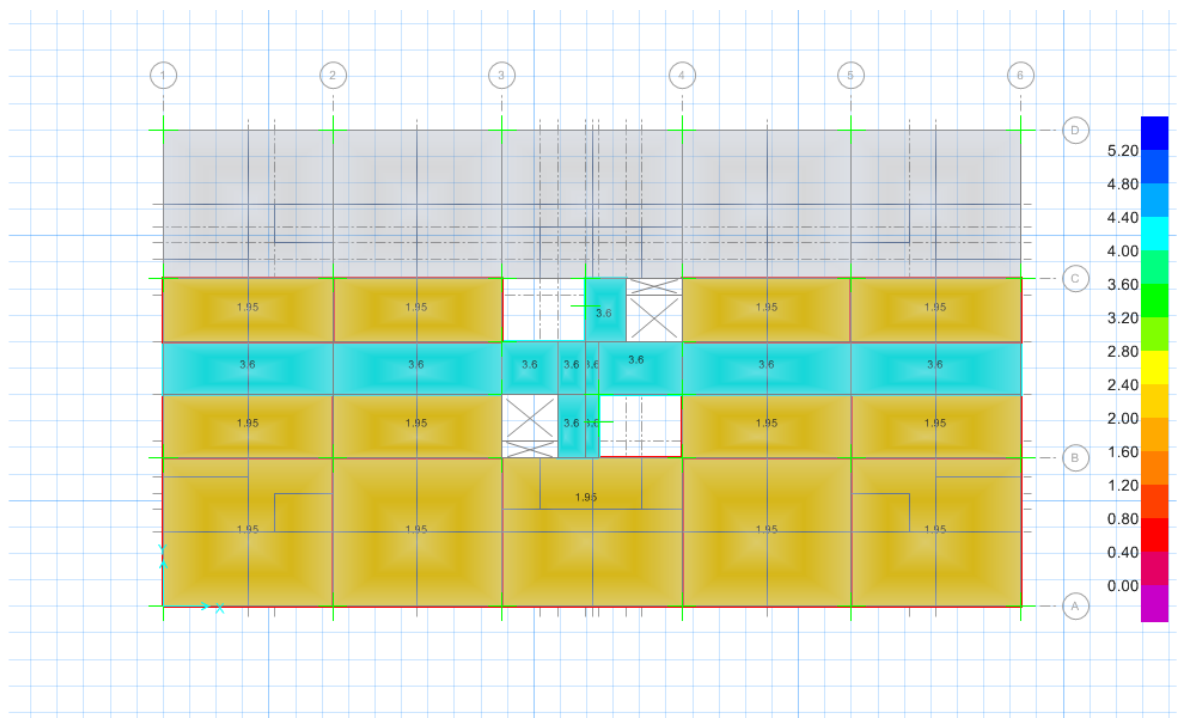
Hình 4.9 – Hoạt tải chất liền nhịp (HT-LNX1)



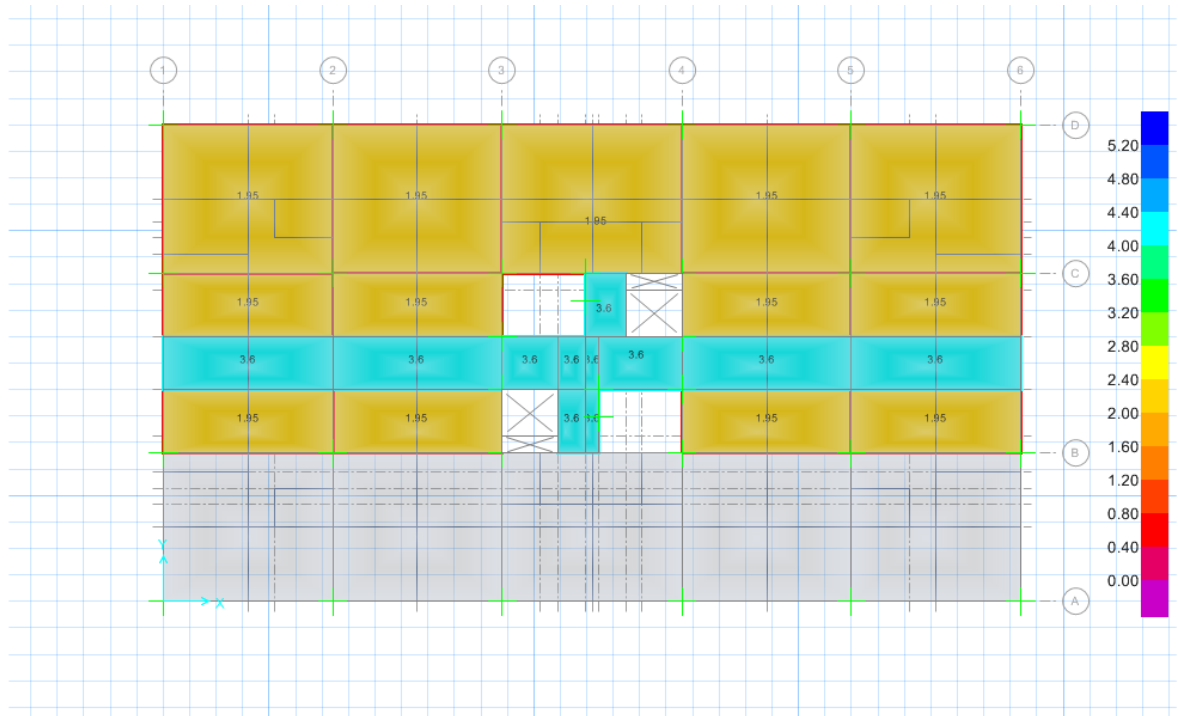
Hình 4.10 – Hoạt tải chất liền nhịp (HT-LNX2)



Hình 4.11 – Hoạt tải chất liên nhịp (HT-LNX3)

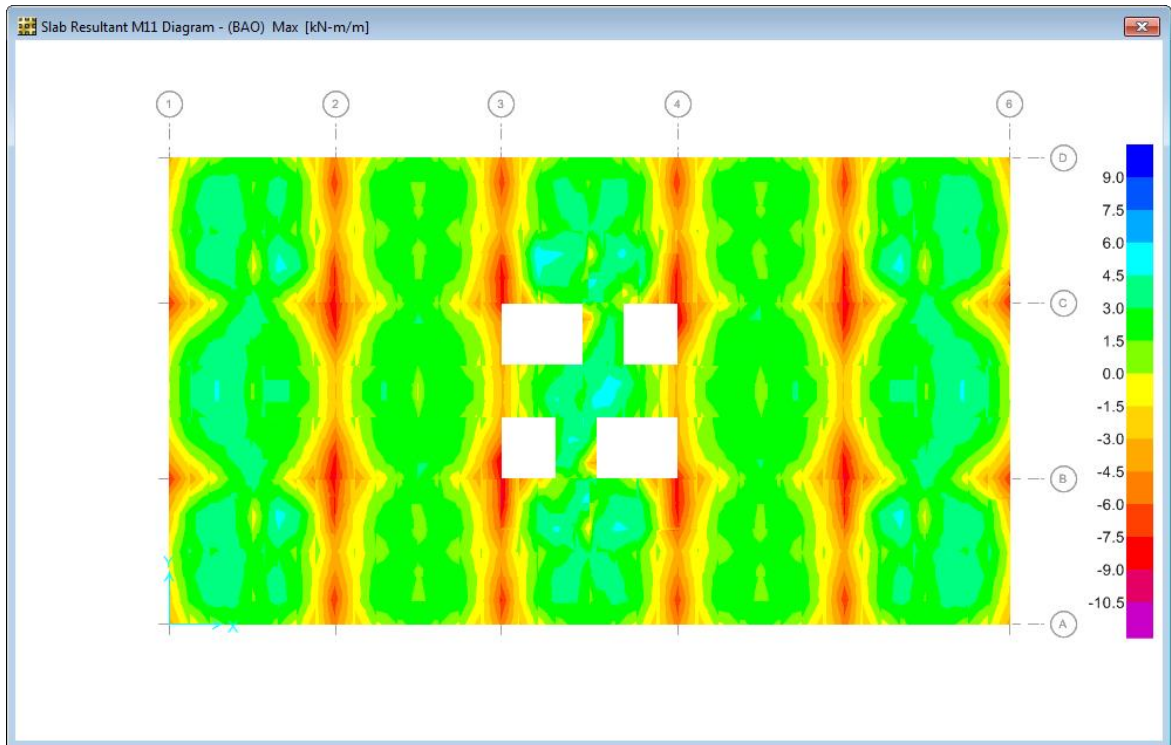


Hình 4.12 – Hoạt tải chất liên nhịp (HT-LNY1)

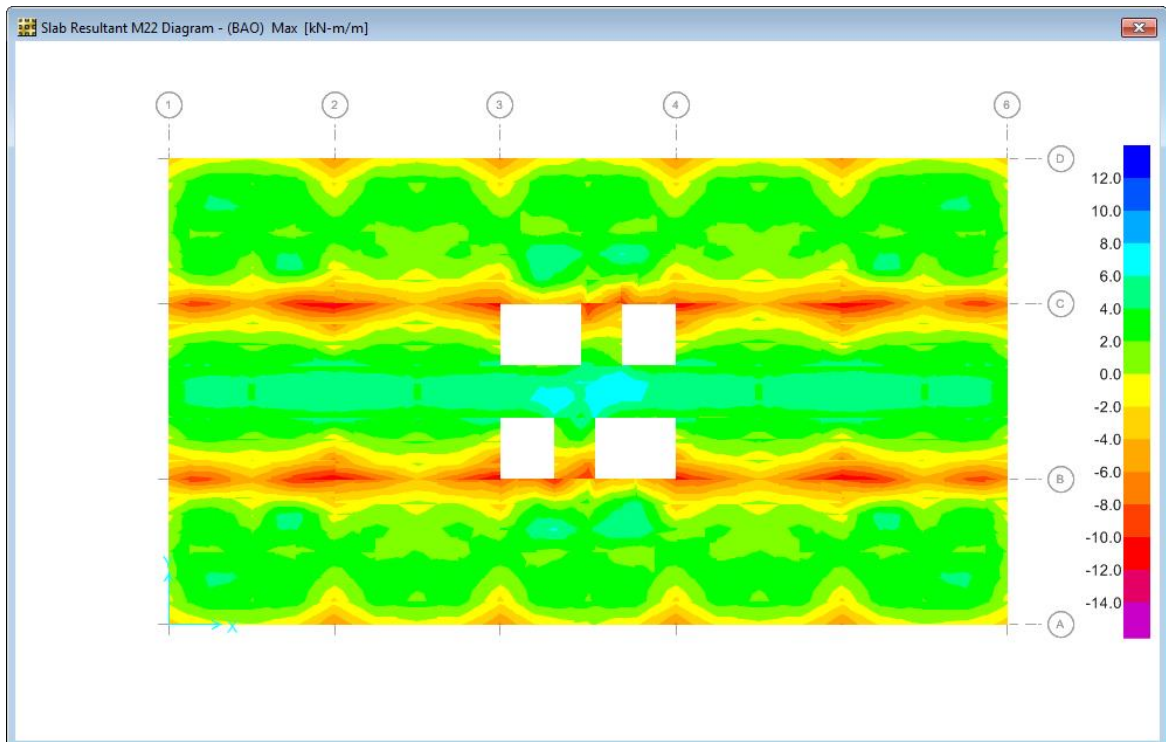


Hình 4.13 – Hoạt tải chất liên nhịp (HT-LNY2)

4.4. XÁC ĐỊNH NỘI LỰC

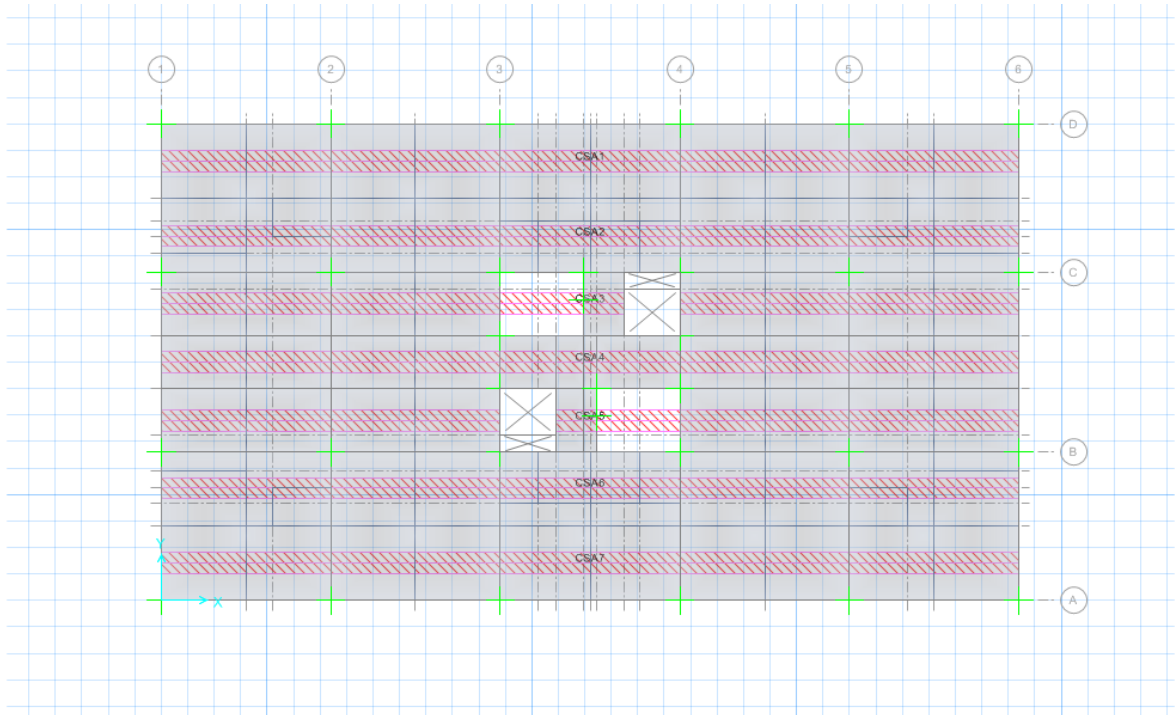


Hình 4.14 – Momen uốn theo phương X (M11)

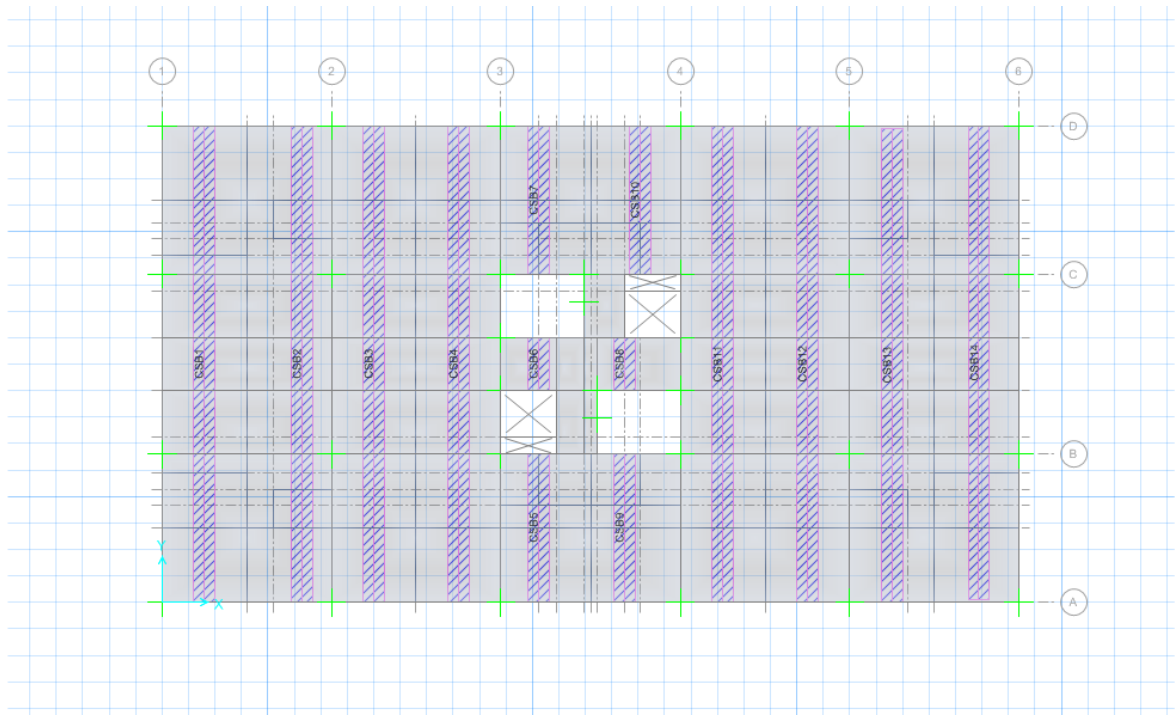


Hình 4.15 – Momen uốn theo phương Y (M22)

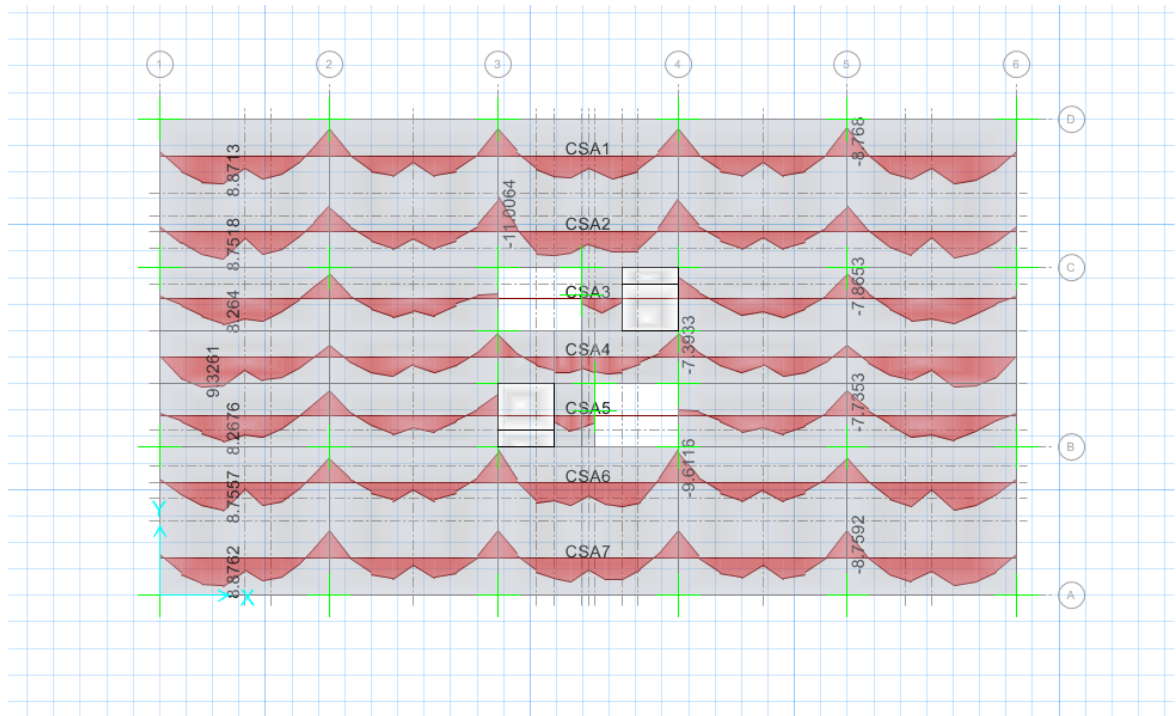
Chia dải trên gối và giữa nhịp để lấy nội lực tính toán thép sàn như sau:



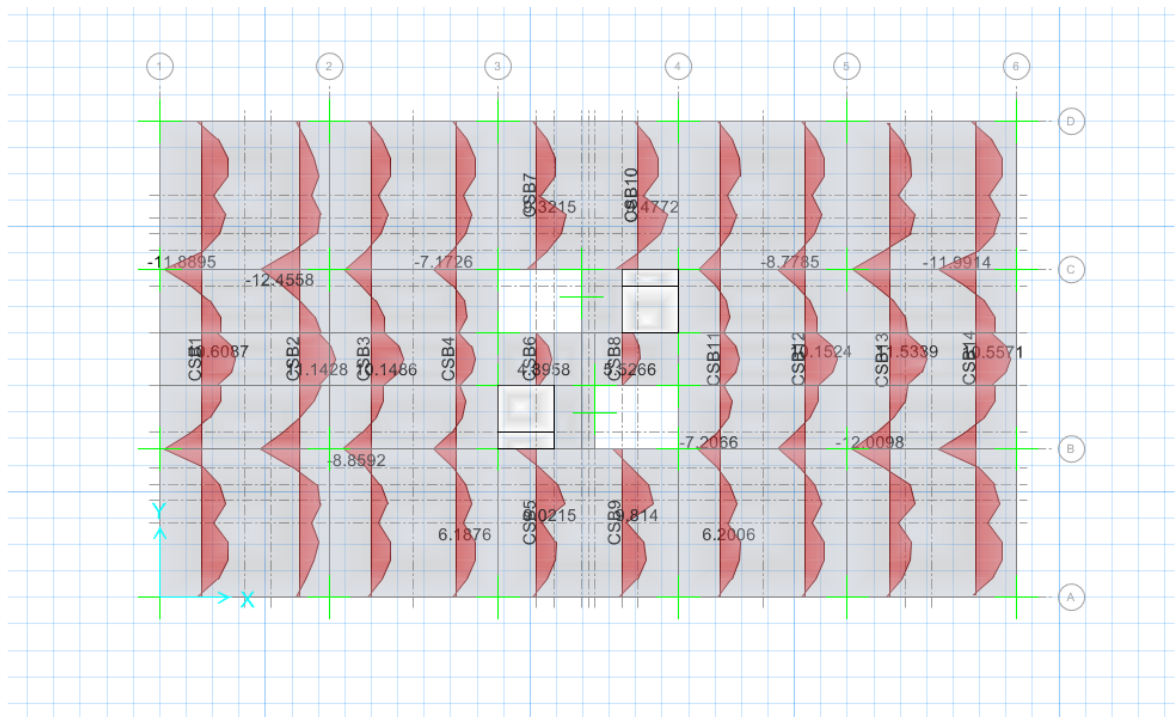
Hình 4.16 – Chia dải theo phương X



Hình 4.17 – Chia dải theo phương Y



Hình 4.18 – Momen theo phương X



Hình 4.19 – Momen theo phương Y

4.5. TÍNH CỘT THÉP

Diện tích thép sàn được tính theo tiêu chuẩn TCVN 5574:2012 (tiêu chuẩn này thay thế cho TCXDVN 356:2005).

Bảng 4-1 Bảng tính và bố trí cốt thép sàn tầng 3

Tên ô sàn	Vị trí	M_{max} (kN.m)	h (mm)	a = a' (mm)	Tính thép			Chọn thép		
					α_m	ξ	A_s^{TT} (cm^2/m)	\emptyset (mm)	a ^{BT} (mm)	H.lượng μ^{BT} (%)
S1 theo phương X	Gối	-8.78	120	30	0.083	0.087	3.64	10	200	0.44%
	Nhịp	-8.25	120	27	0.073	0.076	4.07	8	120	0.45%
S1 theo phương Y	Gối	-12.45	120	20	0.095	0.100	4.68	10	150	0.52%
	Nhịp	8.20	120	19	0.062	0.064	3.73	8	120	0.41%
S2 theo phương X	Gối	-11.00	120	30	0.104	0.110	4.62	10	150	0.58%
	Nhịp	7.67	120	27	0.068	0.070	3.80	8	120	0.45%
S2 theo phương Y	Gối	-6.80	120	20	0.052	0.054	2.50	10	200	0.39%
	Nhịp	9.47	120	19	0.071	0.074	4.33	8	100	0.50%
S3 theo phương X	Gối	-7.86	120	30	0.074	0.077	3.24	10	200	0.44%
	Nhịp	9.32	120	27	0.083	0.086	4.65	8	100	0.54%
S3 theo phương Y	Gối	-12.45	120	20	0.095	0.100	4.68	10	150	0.52%
	Nhịp	11.14	120	19	0.084	0.088	5.13	8	100	0.50%
S4 theo phương X	Gối	-7.39	120	30	0.070	0.073	3.04	10	200	0.44%
	Nhịp	5.20	120	27	0.046	0.047	2.55	8	150	0.36%
S4 theo phương Y	Gối	-2.14	120	20	0.016	0.017	0.77	10	200	0.39%
	Nhịp	5.56	120	19	0.042	0.043	2.50	8	200	0.25%

Ghi chú:

- Thép gối cấu tạo tối thiểu chọn 8a200.
- Thép nhịp cấu tạo tối thiểu chọn 6a200

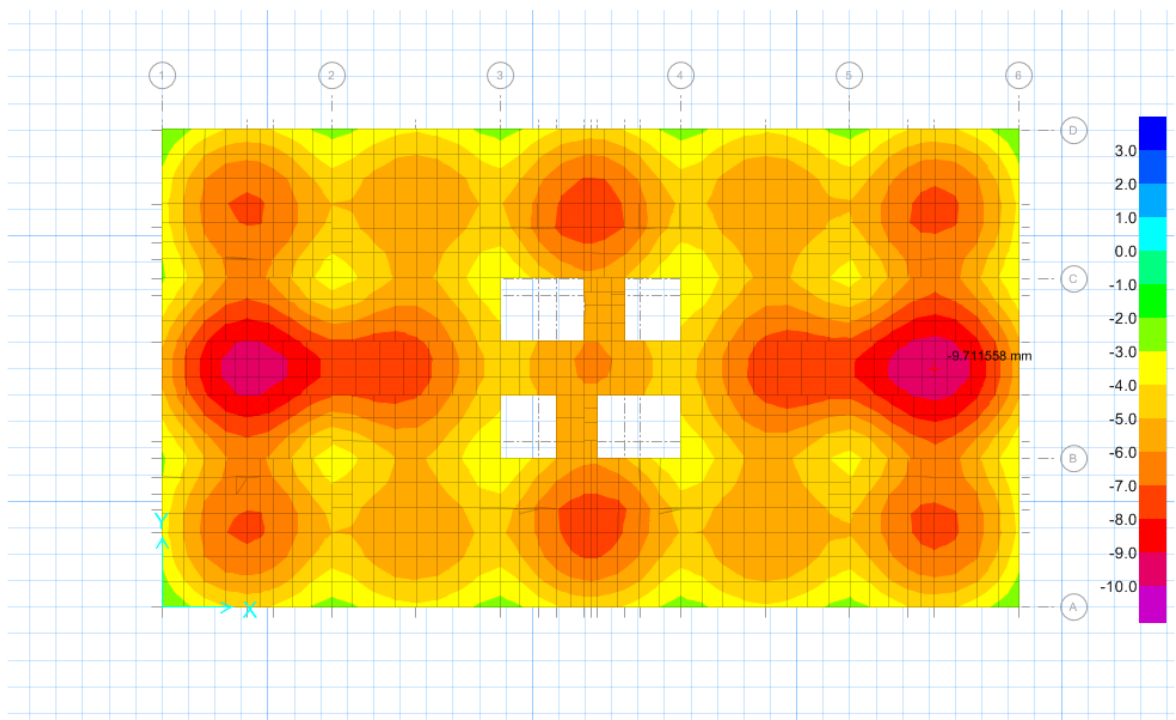
4.6. KIỂM TRA ĐỘ VĨNG CHO SÀN THEO TCVN 5574:2012

Theo TCVN 5574:2012 độ võng toàn phần của kết cấu BTCT được tính toán như sau:

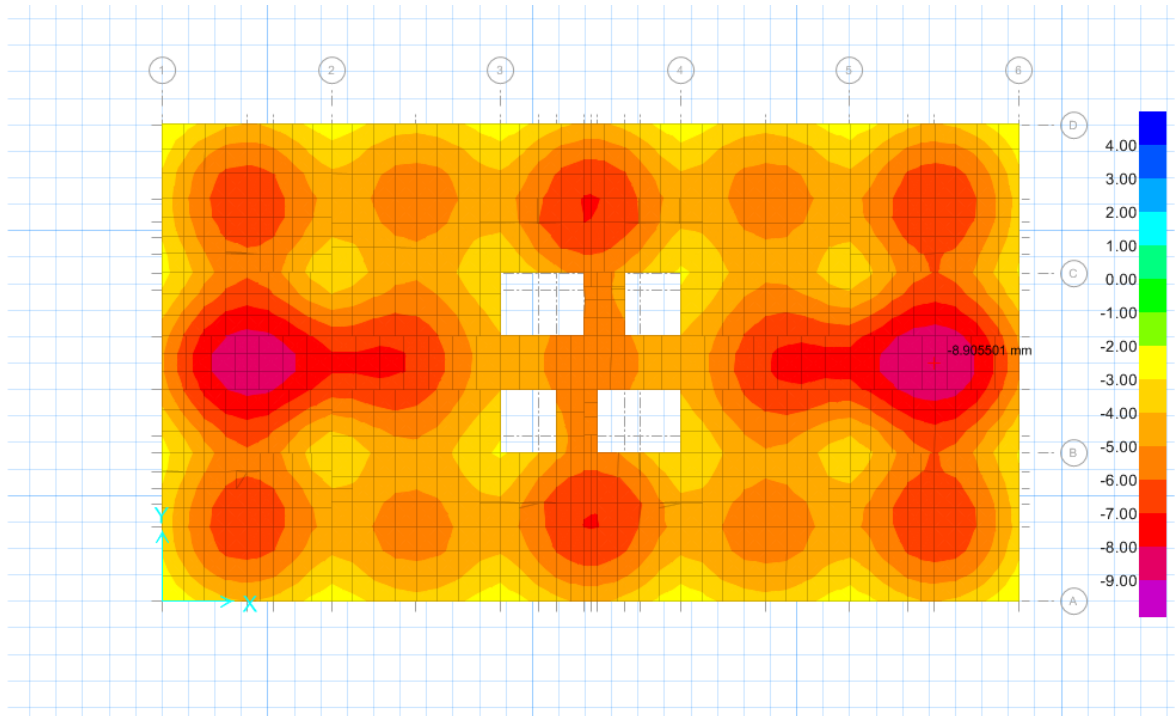
$$f = f_1 - f_2 + f_3$$

Trong đó:

- f_1 là độ võng ngắn hạn của toàn bộ tải trọng (tĩnh tải + hoạt tải dài hạn + hoạt tải ngắn hạn)
- f_2 là độ võng ngắn hạn của tải trọng dài hạn (tĩnh tải + hoạt tải dài hạn)
- f_3 là độ võng dài hạn của tải trọng dài hạn (tĩnh tải + hoạt tải dài hạn)



Hình 4.20 – Độ võng đàn hồi lớn nhất của toàn bộ tải trọng



Hình 4.21 – Độ võng đàn hồi lớn nhất của tải trọng dài hạn

Ghi chú: Theo tiêu chuẩn TCVN 5574 :2012 yêu cầu khi tính độ võng của BTCT phải kể đến nứt, co ngót, từ biến, chùng ứng suất và cốt thép trong bê tông. Do đó phải thay độ cứng vật liệu đàn hồi lý tưởng EJ thành độ cứng B.

Độ cứng B có kể đến nứt tính toán theo công thức sau:

$$B = \frac{h_0 z}{\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{A_{b,red} \cdot E_b \cdot \nu}}$$

➤ **Tính Z**

Z là khoảng cách từ trọng tâm tiết diện cốt thép đến điểm đặt của hợp các lực trong vùng chịu nén nằm phía trên vết nứt được xác định như sau:

$$z = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h'_f}{h_0} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right]$$

$$\text{Với } \xi = \frac{x}{h_0} = \frac{1}{1.8 + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha}} = \frac{1}{1.8 + \frac{1 + 5 \times 0.044}{10 \times 0.005 \times 7}} = 0.19 \leq 1$$

$$\text{Trong đó: } \mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} = \frac{503}{1000 \cdot 100} = 0.00503 \leq 0.02;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21 \times 10^4}{30 \times 10^3} = 7;$$

$$\delta = \frac{M}{R_{b,ser} b h_0^2} = \frac{9.32 \times 10^6}{1.15 \times 18.5 \times 1000 \times 100^2} = 0.044;$$

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h'_f}{2h_0} \right) = 0$$

Trường hợp tiết diện chữ nhật thì

$$h'_f = 0 \rightarrow z = h_0 \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) = 100 \times \left(1 - \frac{0.19}{2} \right) = 91 \text{ mm}$$

➤ **Tính ψ_b**

$$\psi_b = 0.9 \text{ (bê tông nặng)}$$

➤ **Tính ψ_s**

ψ_s là hệ số xét đến sự làm việc của bê tông vùng chịu kéo trên đoạn có vết nứt, được tính theo công thức thực nghiệm sau:

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M}$$

$$\text{Trong đó: } R_{bt,ser} = 1.6 \text{ MPa}; M = \frac{9.32 \times 10^6}{1.15} = 8.1 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

- Tải trọng ngắn hạn thì $\varphi_{ls} = 1.0$ (thép tròn trơn)
- Tải trọng dài hạn thì $\varphi_{ls} = 0,8$ (cho mọi loại thép)

W_{pl} – momen kháng uốn của tiết diện đối với thớ chịu kéo ngoài cùng có xét đến biến dạng không đàn hồi của bê tông vùng kéo.

$$W_{pl} = \frac{2(I_{bo} + \alpha I_{so} + \alpha I'_{so})}{h - x} + S_{bo}$$

Trong đó:

$$A_{\text{red}} = bh + \alpha(A_s + A'_s) = 1000 \times 120 + 7 \times 503 = 123521 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = 1 - \frac{bh + 2 \left(1 - \frac{a'}{h}\right) \alpha A'_s}{2A_{\text{red}}} = 1 - \frac{1000 \times 120}{2 \times 123521} = 0.514$$

$$\rightarrow x = \xi h_0 = 0.514 \times 100 = 51 \text{ mm}$$

$$I_{\text{bo}} = \frac{bx^3}{3} = \frac{1000 \times 51^3}{3} = 867000 \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{so}} = A_s (h - x - a)^2 = 503 \times (120 - 51 - 20)^2 = 24647 \text{ mm}^4$$

$$I'_{\text{so}} = A'_s (x - a')^2 = 0$$

$$S_{\text{bo}} = \frac{b(h-x)^2}{2} = \frac{1000 \times (120-51)^2}{2} = 2380500 \text{ mm}^3$$

$$\Rightarrow W_{\text{pl}} = \frac{2(I_{\text{bo}} + \alpha I_{\text{so}} + \alpha I'_{\text{so}})}{h-x} + S_{\text{bo}} = \frac{2 \times (867000 + 7 \times 24647)}{120-51} + 2380500 = 2410631 \text{ mm}^3$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \psi_{s1} = 1.25 - \varphi_{1s} \frac{R_{\text{bt,ser}} W_{\text{pl}}}{M} = 1.25 - 1.0 \times \frac{1.6 \times 2410631}{8.1 \times 10^6} = 0.77 \\ \psi_{s2} = 1.25 - \varphi_{2s} \frac{R_{\text{bt,ser}} W_{\text{pl}}}{M} = 1.25 - 0.8 \times \frac{1.6 \times 2410631}{8.1 \times 10^6} = 0.87 \end{cases}$$

Độ cứng ngắn hạn của bê tông:

$$\Rightarrow B_1 = \frac{h_0 z}{\frac{\psi_{s1}}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{E_b \nu_1 A_{\text{bred}}}} = \frac{100 \times 91}{\frac{0.78}{21 \times 10^4 \times 503} + \frac{0.9}{30 \times 10^3 \times 0.45 \times 123521}} = 11.5 \times 10^{11}$$

Độ cứng lâu dài của bê tông:

$$\Rightarrow B_1 = \frac{h_0 z}{\frac{\psi_{s1}}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{E_b \nu_1 A_{\text{bred}}}} = \frac{100 \times 91}{\frac{0.87}{21 \times 10^4 \times 503} + \frac{0.9}{30 \times 10^3 \times 0.15 \times 123521}} = 9.23 \times 10^{11}$$

KẾT LUẬN:

Độ cứng của vật liệu đàn hồi $EJ = 30.10^3 \times \frac{1000 \times 120^3}{12} = 25 \times 10^{11}$

Độ cứng tác dụng ngắn hạn bê tông cốt thép theo TCVN 5574:2012 tính được

$$B = 11.5 \times 10^{11} \rightarrow \frac{EJ}{B} = 2.17$$

Độ cứng tác dụng ngắn hạn bê tông cốt thép theo TCVN 5574:2012 tính được

$$B = 9.23 \times 10^{11} \rightarrow \frac{EJ}{B} = 2.7$$

Do đó độ võng toàn phần theo tiêu chuẩn TCVN 5574:2012 bằng:

$$f = f_1 - f_2 + f_3 =$$

$$2.17 \times (9.7 - 8.9) + 2.7 \times 8.9 = 19.5 \text{ mm} < \left[\frac{L}{250} \right] = \left[\frac{8500}{250} \right] = 34 \text{ mm}$$

CHƯƠNG 5: THIẾT KẾ CẦU THANG BỘ

5.1. TÍNH TOÁN CẦU THANG BỘ TỪ TẦNG TRỆT LÊN TẦNG 2

5.1.1. Số liệu tính toán

Chiều dày bản thang được chọn sơ bộ theo công thức :

$$h_b = \frac{L_0}{30 \div 35} = \frac{3950}{30 \div 35} = (112 \div 131) \text{cm}$$

→ Chọn chiều dày bản thang $h_b = 12 \text{ cm}$.

Kích thước dầm thang (dầm chiều nghi) được chọn sơ bộ theo công thức:

$$h_{dt} = \frac{L_0}{10 \div 13} = \frac{3000}{10 \div 13} = (300 \div 230) \text{cm}$$

$$b_{dt} = \frac{h}{2 \div 3} = \frac{300}{2 \div 3} = (100 \div 150) \text{cm}$$

→ Chọn kích thước dầm thang $b \times h = 200 \times 300 \text{ cm}$.

5.1.2. Tải trọng

a) Tải trọng tác dụng lên bản thang nghiêng

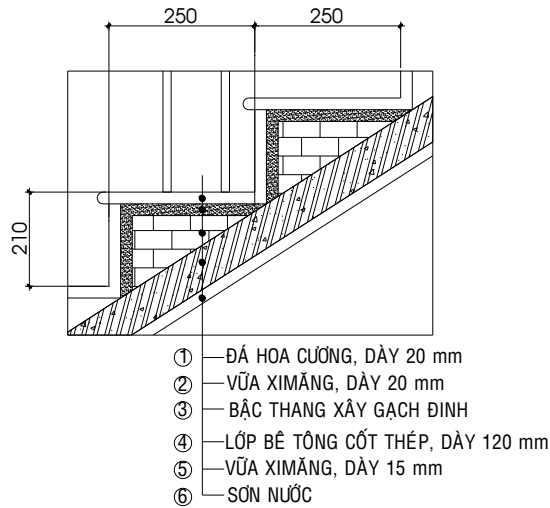
Bảng 5-1 Bảng tính tải trọng tác dụng lên bản thang nghiêng

Tải trọng	Vật liệu	Chiều dày (mm)	Chiều dày tương đương (mm)	γ (kN/m ³)	HSVT n	Tải tính toán (kN/m ²)
Tĩnh tải	Đá hoa cương	20	28.19	24	1.2	0.81
	Vữa xi măng	20	28.19	18	1.3	0.66
	Bậc thang (gạch xây)	210	80.43	18	1.2	1.74
	Lớp bê tông cốt thép	120	120.00	25	1.1	3.30
	Vữa xi măng	15	15.00	18	1.3	0.35
Hoạt tải	Cầu thang	2.30			1.2	2.76
Tổng cộng						9.61

Tải trọng tác dụng trên 1m bề rộng bản thang:

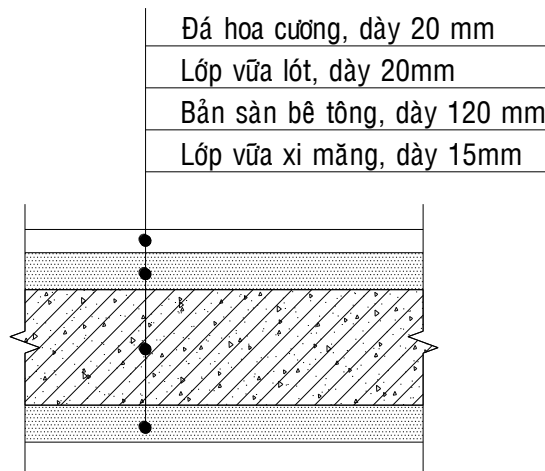
$$q = (g+p).1+30 = 9.61 + 0.30 = 9.91 \text{ kN/m}$$

Ghi chú: Trong đó, khối lượng của tay vịn bằng sắt lấy 0.30 kN/m.



Hình 5.1 – Cấu tạo bản thang nghiêng

b) Tải trọng tác dụng lên bản chiếu nghỉ



Hình 5.2 – Cấu tạo bản chiếu nghỉ

Bảng 5-2 Bảng tính tải trọng tác dụng lên bản chiếu nghỉ

Tải trọng	Vật liệu	Chiều dày (mm)	γ (kN/m ³)	HSVT n	Tải tính toán (kN/m ²)
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 xi măng	15	18	1.3	0.35
Hoạt tải	Cầu thang	3		1.2	3.60
Tổng cộng					8

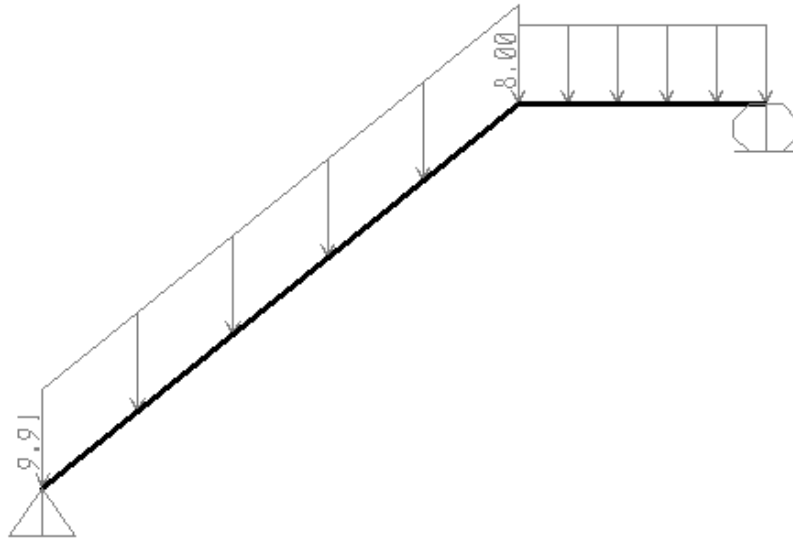
→ Tải trọng phân bố trên 1m bề rộng bản chiếu nghỉ $q = (g + p).1 = 8 \text{ kN/m}$

5.1.3. Sơ đồ tính và nội lực bản thang

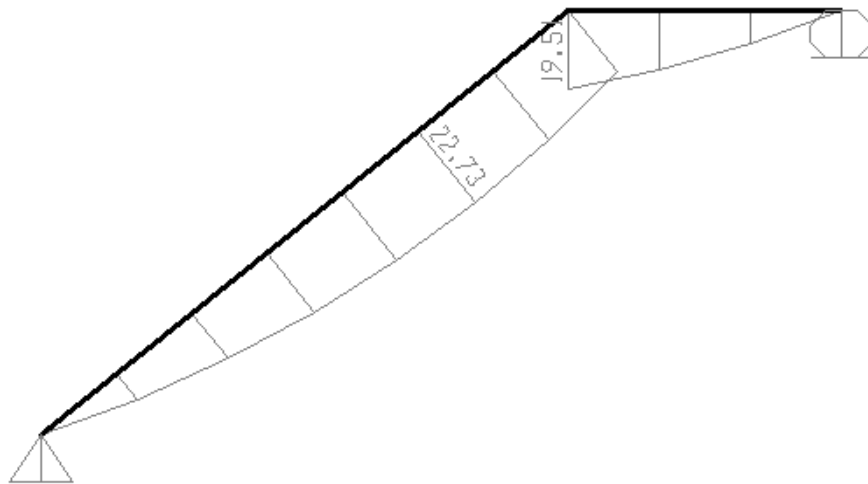
Cắt một dầm có bề rộng $b=1\text{m}$ để tính. Vì trong công trình, hai vế cầu thang giống nhau nên ta chỉ tính cho một vế, rồi lấy kết quả tương tự cho vế còn lại.

Xét tỷ lệ $\frac{h_d}{h_b} = \frac{300}{120} < 3$ nên có thể lý tưởng hóa liên kết giữa bản thang với dầm chiều nghỉ được xem là khớp.

Ghi chú: vì liên kết là liên kết cứng, nên phải bổ sung thép cấu tạo tại gối và đoạn gãy để chịu momen âm, chống nứt cho công trình.



Hình 5.3 – Sơ đồ tính bản thang



Hình 5.4 – Biểu đồ momen bản thang

5.1.4. Tính cốt thép bản thang

Bảng 5-3 Bảng tính cốt thép bản thang

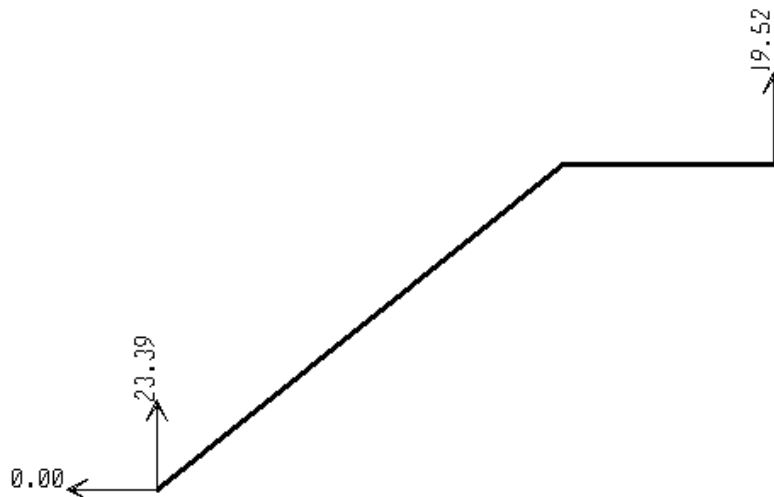
Vị trí	Mômen (kN.m)	h (mm)	b (mm)	α_m	γ	A_s (cm ²)	Chọn thép		$\mu_{chọn}$ %
							ϕ	a (mm)	
Nhịp	22.73	120	1000	0.173	0.191	8.83	12	120	0.95
Gối	Cấu tạo						10	200	0.41

Thép cấu tạo theo phương ngang: $\phi 8a250$

5.1.5. Tính toán dầm thang (dầm chiếu nghỉ)

a) Tải trọng

Tải trọng tác dụng lên dầm thang bao gồm phản lực do bản thang truyền vào, tải trọng tường xây và tải trọng do bản thân dầm thang.



Hình 5.5 – Phản lực gối tựa bản thang truyền vào dầm chiếu nghỉ

- Tải trọng do bản thang truyền vào (bằng phản lực gối tựa của bản thang):

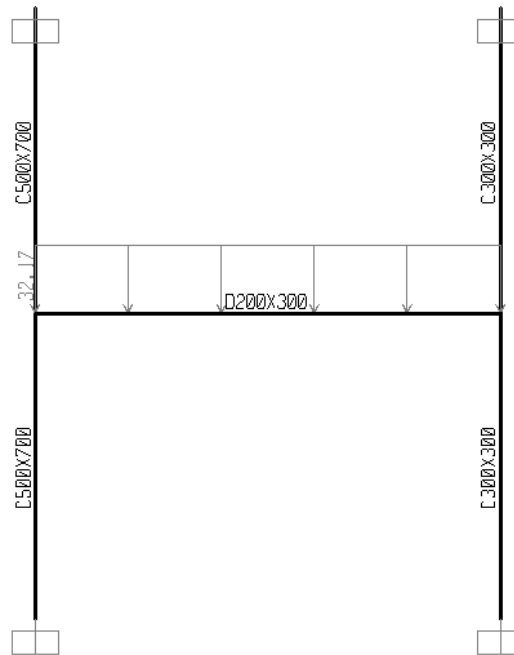
$$q_1 = 23.39 \text{ kN/m}$$

- Tải trọng bản thân dầm thang: $q_2 = 0.2 \times 0.3 \times 25 \times 1.1 = 1.65 \text{ kN/m}$

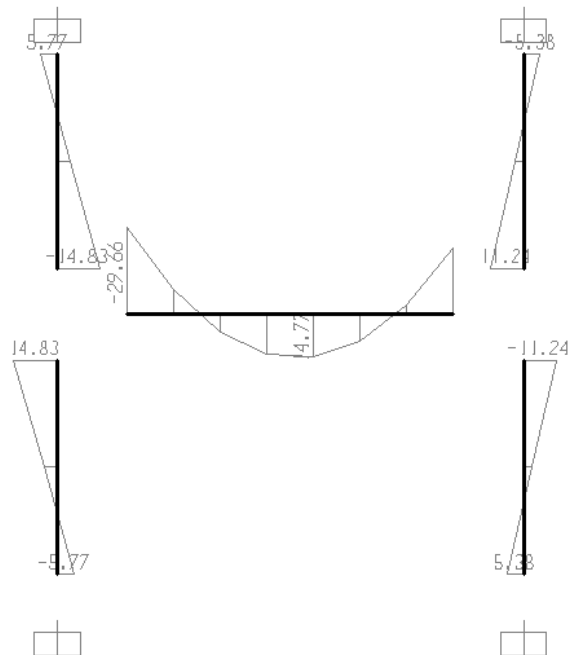
- Tải trọng do tường xây : $q_3 = b_t \cdot h_t \cdot \gamma_t \cdot n = 0.22 \times 1.5 \times 18 \times 1.2 = 7.13 \text{ kN/m}$

- Tổng tải trọng tác dụng lên dầm thang : $q = q_1 + q_2 + q_3 = 32.17 \text{ kN/m}$

b) Sơ đồ tính



Hình 5.6 – Sơ đồ tính dầm chiếu nghi



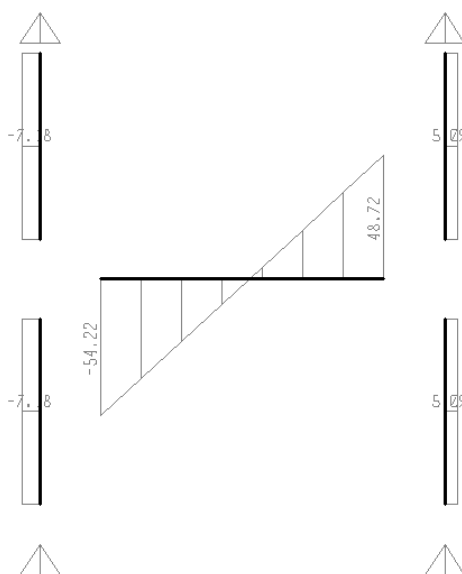
Hình 5.7 – Biểu đồ momen trong dầm thang

c) Tính thép dọc dầm chiều nghiêng

Bảng 5-4 Bảng tính cốt thép dầm chiều nghiêng

Vị trí mặt cắt	M_{max} (kNm)	b (mm)	h (mm)	a = a' (mm)	α_m	ξ	C.thép tính A_s (cm ²)	Chọn thép	μ_{ch} (%)
Gối	-29.66	200	300	40	0.168	0.185	3.44	2Ø16	0.77
Nhịp	14.77	200	300	40	0.012	0.012	0.73	2Ø16	0.24

d) Tính thép đai dầm chiều nghiêng



Hình 5.8 – Biểu đồ lực cắt trong dầm chiều nghiêng

Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$Q_0 = 0,9.R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,9 \times 1.05 \times 20 \times 26 = 49 \text{ kN} < Q_{max} = 54 \text{ kN} \text{ (thỏa)}$$

→ Phải tính cốt đai chịu cắt.

Vị trí	Q_{max} (kN)	b (mm)	h (mm)	a (mm)	Bước tối đai				Bố trí cốt đai
					S_{tt} (mm)	S_{max} (mm)	S_{ct} (mm)	S_{chon} (mm)	
Gối	54.22	200	300	40	612	353	150	100	Ø6 a100
1/4 Nhịp	28.48	200	300	40	2217	673	225	200	Ø6 a250

Kết luận:

φ6a200 trong phạm vi giữa dầm.

φ6a100 trong phạm vi ¼ đầu dầm.

5.2. TÍNH TOÁN CẦU THANG BỘ TỪ TẦNG 2 LÊN TẦNG 8

5.2.1. Số liệu tính toán

Chiều dày bản thang được chọn sơ bộ theo công thức :

$$h_b = \frac{L_0}{30 \div 35} = \frac{3950}{30 \div 35} = (112 \div 131) \text{cm}$$

→ *Chọn chiều dày bản thang $h_b = 12 \text{ cm}$.*

Kích thước dầm thang (dầm chiều nghi) được chọn sơ bộ theo công thức:

$$h_{dt} = \frac{L_0}{10 \div 13} = \frac{3000}{10 \div 13} = (300 \div 230) \text{cm}$$

$$b_{dt} = \frac{h}{2 \div 3} = \frac{300}{2 \div 3} = (100 \div 150) \text{cm}$$

→ *Chọn chiều kích thước dầm thang $b \times h = 200 \times 300 \text{ cm}$.*

5.2.2. Tải trọng

c) Tải trọng tác dụng lên bản thang nghiêng

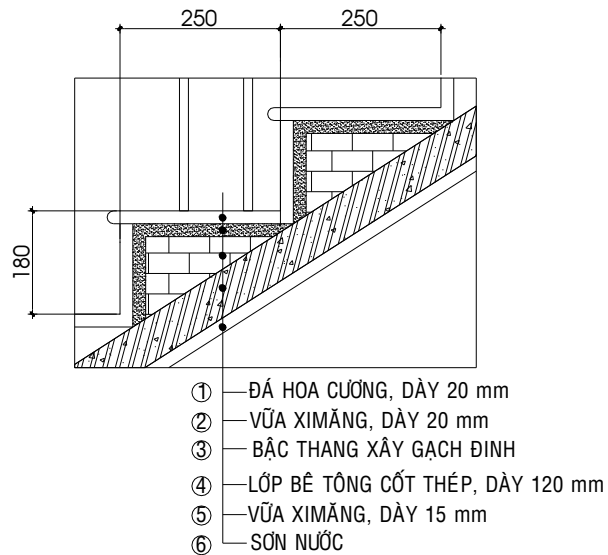
Bảng 5-5 Bảng tính tải trọng tác dụng lên bản thang nghiêng

Tải trọng	Vật liệu	Chiều dày (mm)	Chiều dày tương đương (mm)	γ (kN/m ³)	HSVT n	Tải tính toán (kN/m ²)
Tĩnh tải	Đá hoa cương	20	27.93	24	1.2	0.80
	Vữa xi măng	20	27.93	18	1.3	0.65
	Bậc thang (gạch xây)	180	73.08	18	1.2	1.58
	Lớp bê tông cốt thép	120	120.00	25	1.1	3.30
	Vữa xi măng	15	15.00	18	1.3	0.35
Hoạt tải	Cầu thang		2.44		1.2	2.92
Tổng cộng						9.61

Tải trọng tác dụng trên 1m bề rộng bản thang:

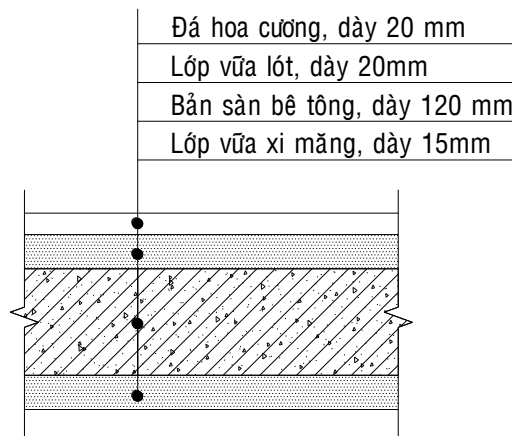
$$q = (g+p).1+30 = 9.61 + 0.30 = 9.91 \text{ kN/m}$$

Ghi chú: Trong đó, khối lượng của tay vịn bằng sắt lấy 0.30 kN/m.



Hình 5.9 – Cấu tạo bản thang nghiêng

d) Tải trọng tác dụng lên bản chiếu nghỉ



Hình 5.10 – Cấu tạo bản chiếu nghỉ

Bảng 5-6 Bảng tính tải trọng tác dụng lên bản chiếu nghỉ

Tải trọng	Vật liệu	Chiều dày (mm)	γ (kN/m ³)	HSVT n	Tải tính toán (kN/m ²)
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 xi măng	15	18	1.3	0.35
Hoạt tải	Cầu thang	3		1.2	3.60
Tổng cộng					8

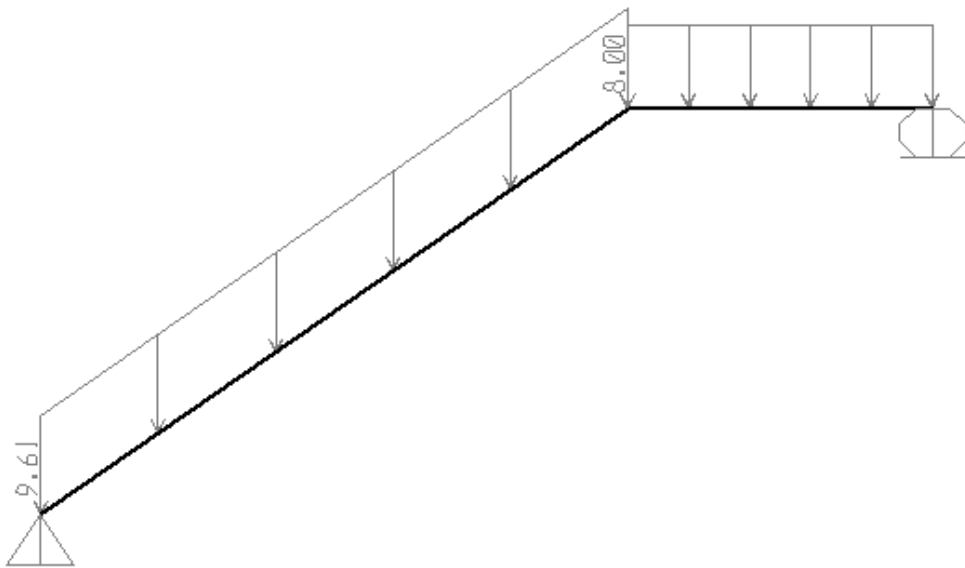
→ Tải trọng phân bố trên 1m bề rộng bản chiếu nghỉ $q = (g + p).1 = 8 \text{ kN/m}$

5.2.3. Sơ đồ tính và nội lực bản thang

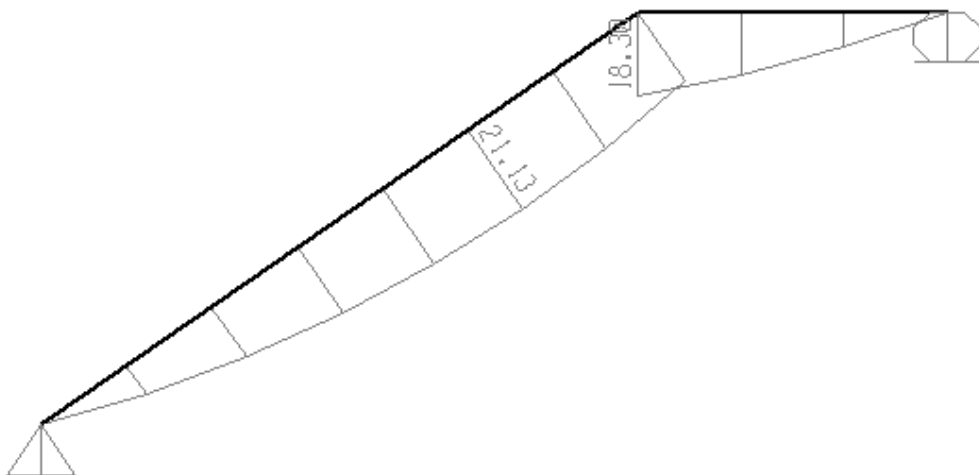
Cắt một dãy có bề rộng $b=1\text{m}$ để tính. Vì trong công trình, hai vế cầu thang giống nhau nên ta chỉ tính cho một vế, rồi lấy kết quả tương tự cho vế còn lại.

Xét tỷ lệ $\frac{h_d}{h_b} = \frac{300}{120} < 3$ nên có thể lý tưởng hóa liên kết giữa bản thang với dầm chiều nghỉ được xem là khớp.

Ghi chú: vì liên kết là liên kết cứng, nên phải bổ sung thép cấu tạo tại gối và đoạn gãy để chịu momen âm, chống nứt cho công trình.



Hình 5.11 – Sơ đồ tính bản thang



Hình 5.12 – Biểu đồ momen bản thang

5.2.4. Tính cốt thép bản thang

Bảng 5-7 Bảng tính cốt thép bản thang

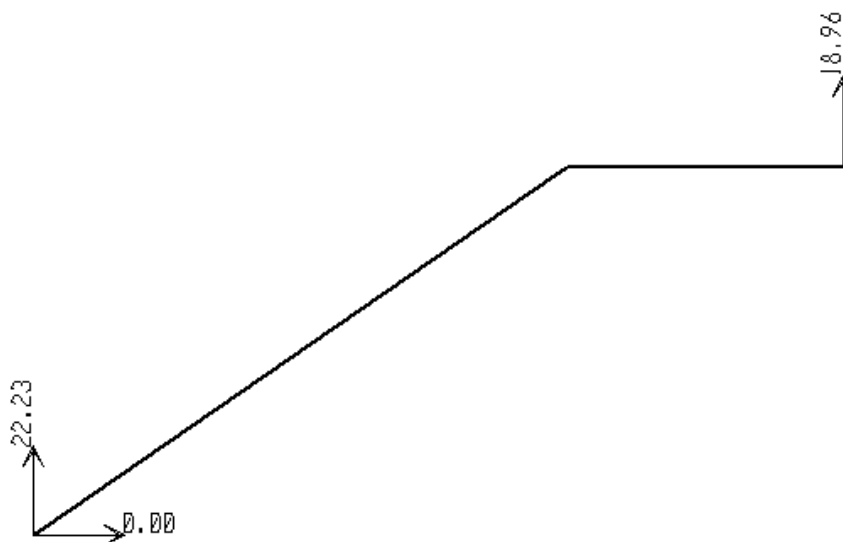
Vị trí	Mômen (kN.m)	h (mm)	b (mm)	α_m	γ	A_s (cm ²)	Chọn thép		$\mu_{chọn}$ %
							ϕ	a (mm)	
Nhịp	22.14	120	1000	0.165	0.182	8.38	12	120	0.95
Gối	Cấu tạo						10	200	0.41

Thép cấu tạo theo phương ngang: $\phi 8a250$

5.2.5. Tính toán dầm thang (dầm chiếu nghỉ)

e) Tải trọng

Tải trọng tác dụng lên dầm thang bao gồm phản lực do bản thang truyền vào, tải trọng tường xây và tải trọng do bản thân dầm thang.



Hình 5.13 – Phản lực gối tựa bản thang truyền vào dầm chiếu nghỉ

- Tải trọng do bản thang truyền vào (bằng phản lực gối tựa của bản thang):

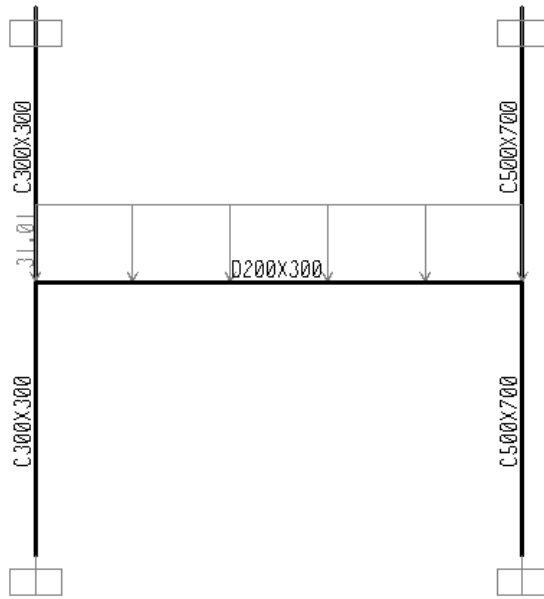
$$q_1 = 22.23 \text{ kN/m}$$

- Tải trọng bản thân dầm thang: $q_2 = 0.2 \times 0.3 \times 25 \times 1.1 = 1.65 \text{ kN/m}$

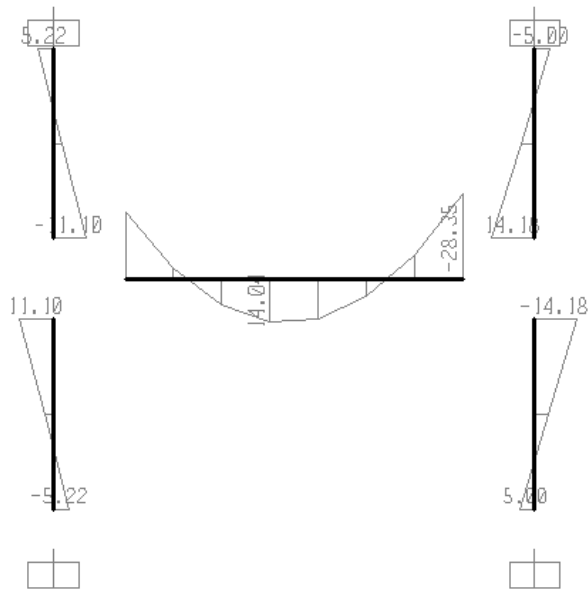
- Tải trọng do tường xây : $q_3 = b_t \cdot h_t \cdot \gamma_t \cdot n = 0.22 \times 1.5 \times 18 \times 1.2 = 7.13 \text{ kN/m}$

- Tổng tải trọng tác dụng lên dầm thang : $q = q_1 + q_2 + q_3 = 31.01 \text{ kN/m}$

f) Sơ đồ tính



Hình 5.14 – Sơ đồ tính dầm chiều nghi



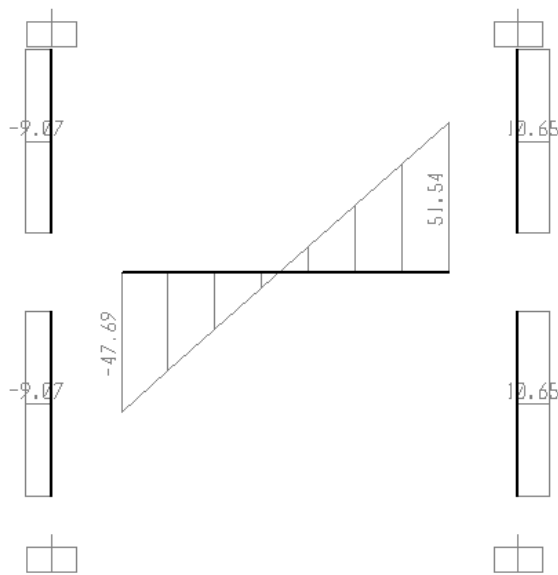
Hình 5.15 – Biểu đồ momen trong dầm thang

g) Tính thép dọc dầm chiều nghi

Bảng 5-8 Bảng tính cốt thép dầm chiều nghi

Vị trí mặt cắt	M_{max} (kNm)	b (mm)	h (mm)	a = a' (mm)	α_m	ξ	C.thép tính A_s (cm ²)	Chọn thép	μ_{ch} (%)
Gối	-28.35	200	300	40	0.168	0.185	3.44	2Ø16	0.77
Nhịp	14.01	200	300	40	0.012	0.012	0.73	2Ø16	0.24

h) Tính thép đai dầm chiếu nghỉ



Hình 5.16 – Biểu đồ lực cắt trong dầm chiếu nghỉ

Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$Q_0 = 0,9.R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,9 \times 1,05 \times 20 \times 26 = 49 \text{ kN} < Q_{\max} = 52 \text{ kN} \quad (\text{thỏa})$$

→ Phải tính cốt đai chịu cắt.

Vị trí	Q_{\max} (kN)	b (mm)	h (mm)	a (mm)	Bước tốt đai				Bố trí cốt đai
					S_{tt} (mm)	S_{\max} (mm)	S_{ct} (mm)	$S_{chọn}$ (mm)	
Gối	51.54	200	300	40	612	353	150	100	Ø6 a100
1/4 Nhịp	27.46	200	300	40	2217	673	225	200	Ø6 a250

Kết luận:

Ø6a200 trong phạm vi giữa dầm.

Ø6a100 trong phạm vi ¼ đầu dầm.

CHƯƠNG 6: THIẾT KẾ BỂ NƯỚC MÁI

6.1. TÍNH DUNG TÍCH BỂ NƯỚC MÁI

- Bể nước mái cung cấp nước cho sinh hoạt của các bộ phận trong công trình và lượng nước cho cứu hỏa.
- Sơ bộ tính nhu cầu sử dụng nước như sau: chung cư có 8 tầng dùng cho căn hộ, mỗi tầng có 8 căn và mỗi căn trung bình có 5 nhân khẩu. Tổng số người cung cấp: 320 người
- Tiêu chuẩn dung nước trung bình : $q_{SH} = 200 \text{ l/người.ngày.đêm}$
- Hệ số điều hòa: $K_{ngày} = 1,5 (1.35 \div 1.5)$ theo TCXD 33:68
- Dung lượng sử dụng nước sinh hoạt trong ngày đêm :

$$Q_{\text{max. ngày. đêm}} = q_{SH} \cdot N \cdot K_{ngày} / 1000 = 200 \times 320 \times 1.5 / 1000 = 96 \text{ m}^3 / \text{ngày.đêm}$$

Từ lượng nước cần cung cấp, chọn bể nước có kích thước L.B.H = 8.5x8x1.5(m), lượng nước chứa được của một bể là 102 (m³); bể nước được đổ bê tông toàn khối, có nắp đậy. Lỗ thăm nắp bể nằm ở góc có kích thước 600x600(mm).

6.2. THÔNG SỐ THIẾT KẾ

6.2.1. Kích thước tiết diện

Bể nước mái ngoài tính toán theo độ bền, võng còn kiểm tra nứt. Do đó để giảm võng và nứt cho bể nước mái, bố trí dầm phụ trực giao. Kích thước sơ bộ như sau:

Chiều dày bản	Kích thước dầm
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Chiều dày bản nắp: 80 mm ▪ Chiều dày bản thành: 100 mm ▪ Chiều dày bản đáy: 150 mm 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Kích thước dầm chính: <ul style="list-style-type: none"> + Dầm nắp: 250x500 + Dầm đáy: 400x700 ▪ Kích thước dầm phụ: <ul style="list-style-type: none"> + Dầm nắp: 200x400 + Dầm đáy: 250x500

6.2.2. Vật liệu

Bê tông cấp độ bền B25: $R_b = 14.5 \text{ MPa}$, $R_{bt} = 1.05 \text{ MPa}$, $E_b = 30 \times 10^3 \text{ MPa}$

Thép AIII ($\phi \geq 10$): $R_s = R_{sc} = 365 \text{ MPa}$; $R_{sw} = 290 \text{ MPa}$; $E_s = 20.10^4 \text{ MPa}$.

Thép AI ($\phi < 10$): $R_s = R_{sc} = 255 \text{ MPa}$; $R_{sw} = 175 \text{ MPa}$; $E_s = 21.10^4 \text{ MPa}$.

6.3. TẢI TRỌNG

6.3.1. Tải trọng tác dụng lên bản nắp

Bảng 6-1 Tải trọng tác dụng lên bản nắp

Tải trọng	Vật liệu	Chiều dày (mm)	γ (kN/m ³)	Tải tiêu chuẩn (kN/m ²)	HSVT _n	Tải tính toán (kG/m ²)
Tĩnh tải	Vữa xi măng	20	18	0.36	1.3	0.47
	Bản bê tông cốt thép	80	25	2.00	1.1	2.20
	Vữa trát chống thấm	20	18	0.36	1.3	0.47
Hoạt tải	Hoạt tải sửa chữa			0.75	1.30	0.98
Tổng tải trọng tác dụng lên bản nắp				3.47		4.11

6.3.2. Tải trọng tác dụng lên bản đáy

Bảng 6-2 Tải trọng tác dụng lên bản đáy

Tải trọng	Vật liệu	Chiều dày (mm)	γ (kN/m ³)	Tải tiêu chuẩn (kN/m ²)	HSVT _n	Tải tính toán (kG/m ²)
Tĩnh tải	Lớp vữa tạo dốc + chống thấm	30	18	0.54	1.3	0.70
	Bản bê tông cốt thép	120	25	3.00	1.1	3.30
	Vữa trát	15	18	0.27	1.3	0.35
Hoạt tải	Hoạt tải nước			15.00	1.00	15.00
Tổng tải trọng tác dụng lên bản nắp				18.81		19.35

6.3.3. Tải trọng tác dụng lên bản thành

Tải trọng tác dụng vào bản thành gồm áp lực nước và tải trọng gió.

a) Áp lực ngang nước

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

Tại đáy bể ($z = 1.5 \text{ m}$): $p_n = n \cdot \gamma \cdot h = 1.0 \times 10 \times 1.5 = 15 (\text{kN} / \text{m}^2)$

b) Tải trọng của gió

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

Trong đó:

$$W_0 = 0.83 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (Tp.HCM thuộc vùng áp lực gió II-A)}$$

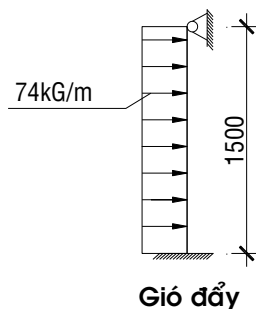
Tp.HCM thuộc địa hình C, cao trình nắp bể sơ với mặt đất tự nhiên: $z = 34 \text{ m}$

$$\Rightarrow k = z_j = 1.844 \left(\frac{34}{z_t^g} \right)^{2m_t} = 1.844 \left(\frac{34}{400} \right)^{2.0,14} = 0.925$$

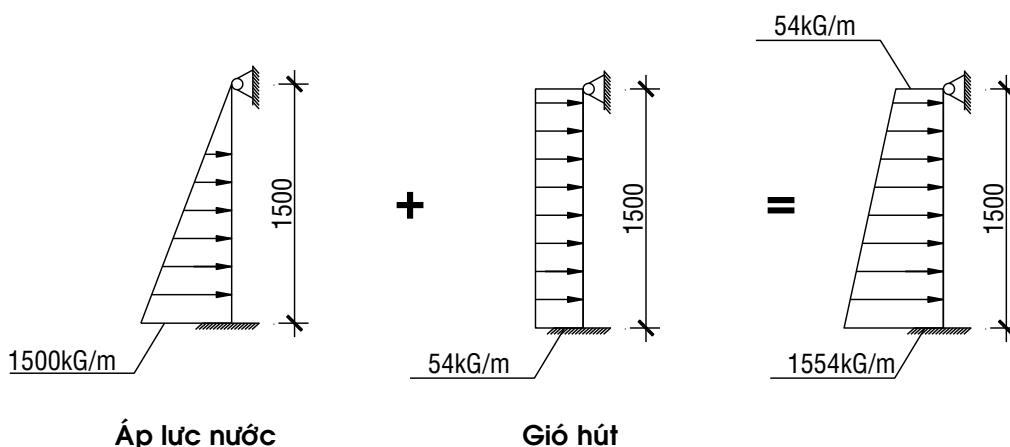
- Áp lực gió đẩy phân bố trên bản thành: $W = 0.83 \times 0.925 \times 0.8 \times 1.2 = 0.74 \text{ kN} / \text{m}^2$
- Áp lực gió hút phân bố trên bản thành: $W = 0.83 \times 0.925 \times 0.6 \times 1.2 = 0.55 \text{ kN} / \text{m}^2$

c) Trường hợp tải trọng nguy hiểm cho bản thành

Trường hợp 1: bể không có nước, chịu gió đẩy.



Trường hợp 2: bể có nước, chịu gió hút.

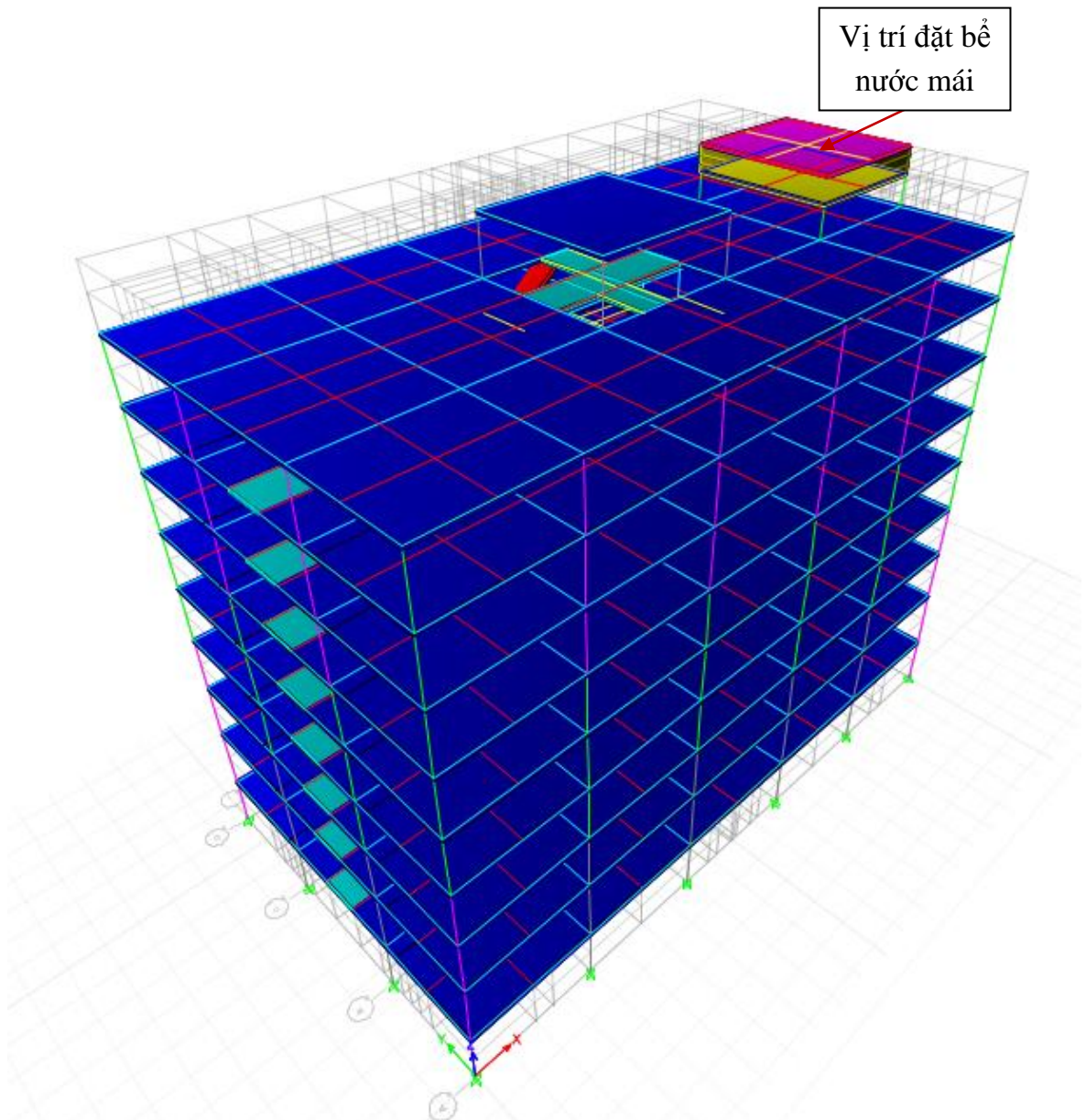


6.4. SƠ ĐỒ TÍNH TOÁN

Có 2 phương pháp tính:

- Sơ đồ hóa bể nước mái thành cấu kiện đơn giản, rồi dùng phương pháp giải tích để tính gần đúng.
- Tính bằng phương pháp phần tử hữu hạn, sử dụng phần mềm ETABS hoặc SAP, cho kết quả chính xác hơn.

Trong đồ án sinh viên sử dụng phương pháp mô hình hóa bằng ETABS để tính cho bể nước mái.

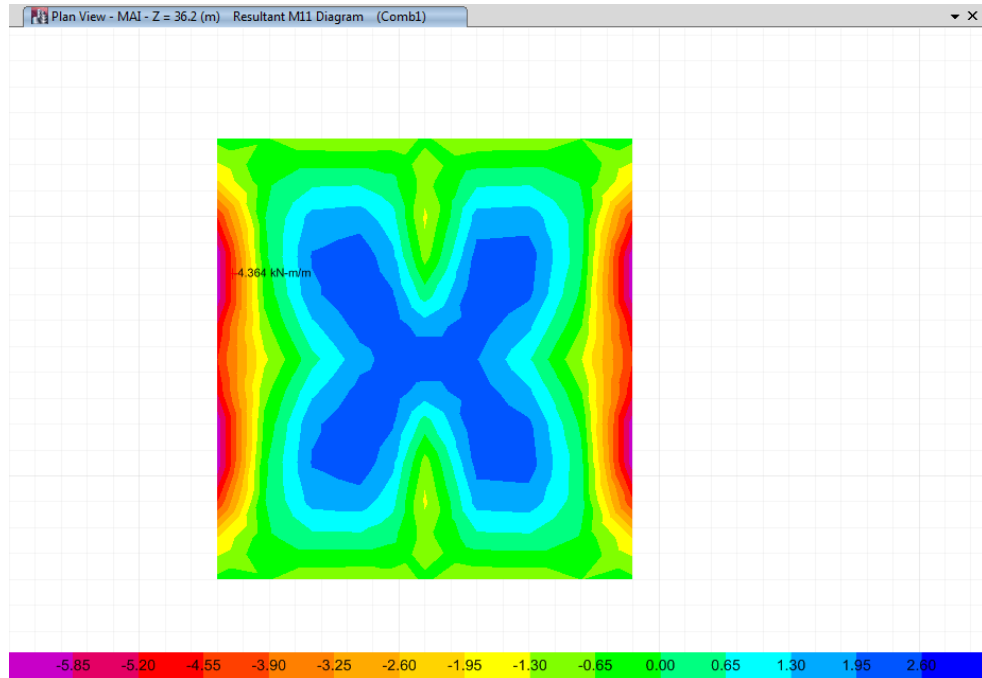


Hình 6.1 – Mô hình bể nước mái trong tổng thể công trình

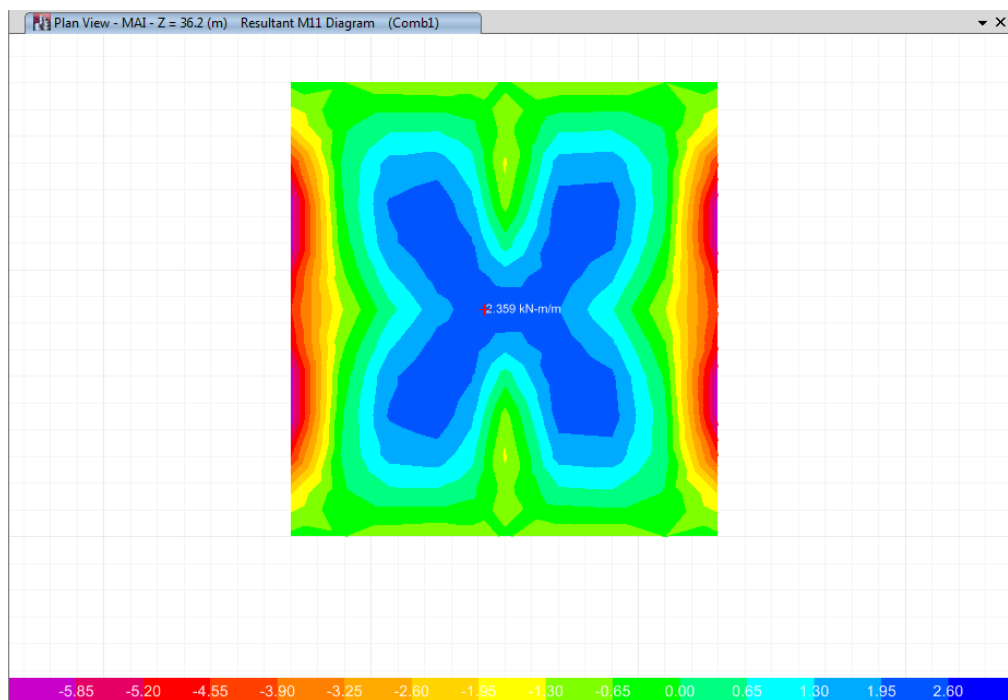
6.5. TÍNH TOÁN CỐT THÉP

6.5.1. Thép bản nắp

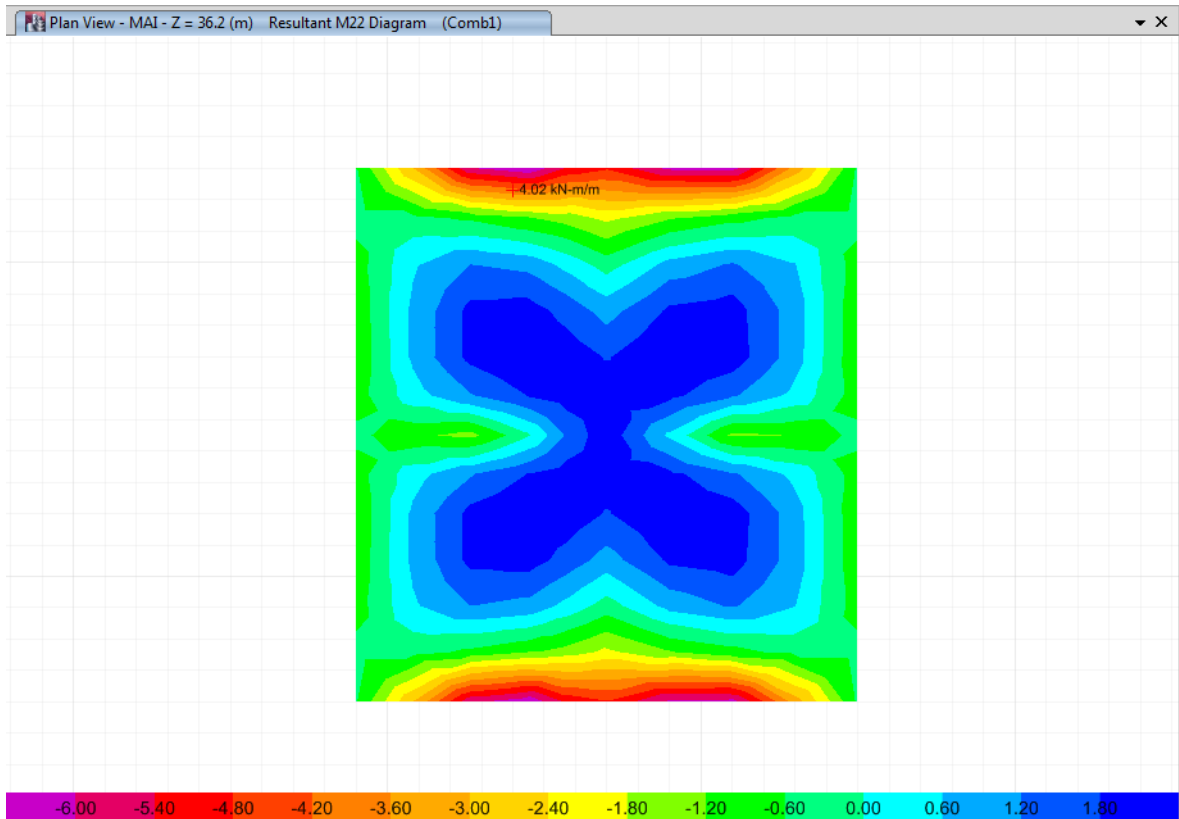
6.5.1.1. Momen tính thép bản nắp



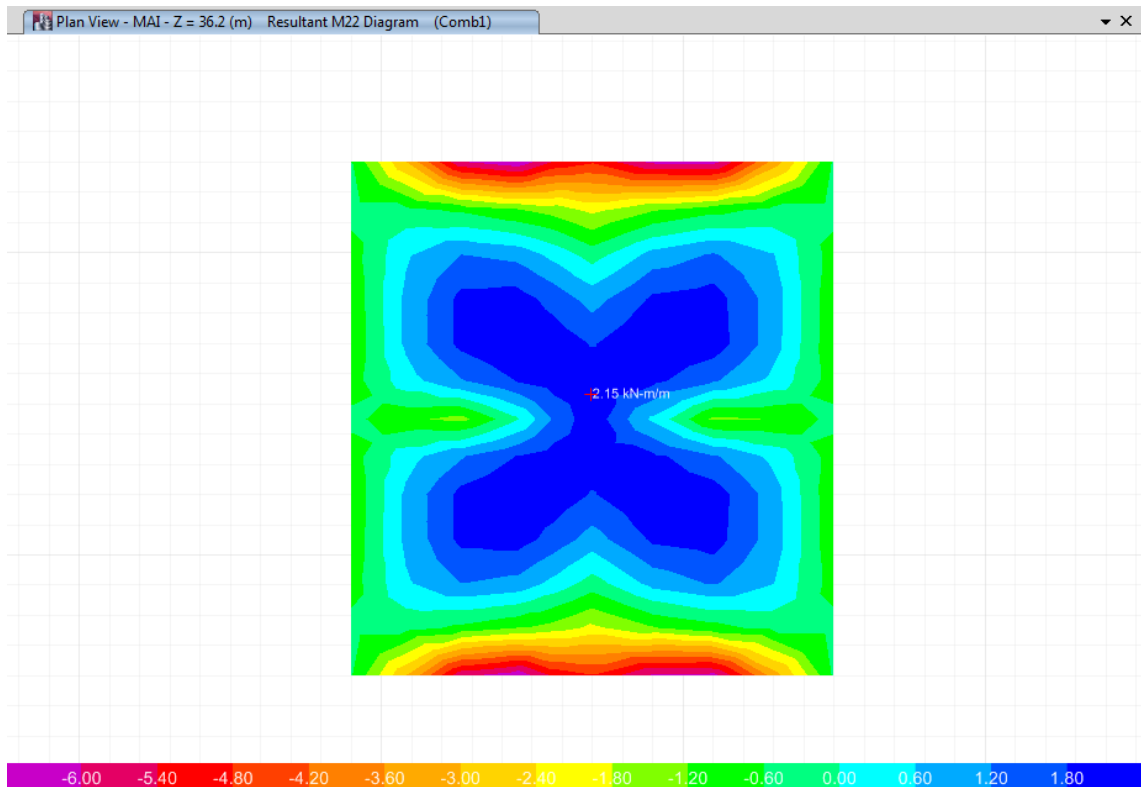
Hình 6.2 – Momen gói theo phương X ($M = 4.36 \text{ kN/m}$)



Hình 6.3 – Momen nhịp theo phương X ($M = 2.36 \text{ kN/m}$)



Hình 6.4 – Momen gói theo phương Y ($M = 4.02 \text{ kN/m}$)



Hình 6.5 – Momen nhịp theo phương Y ($M = 2.15 \text{ kN/m}$)

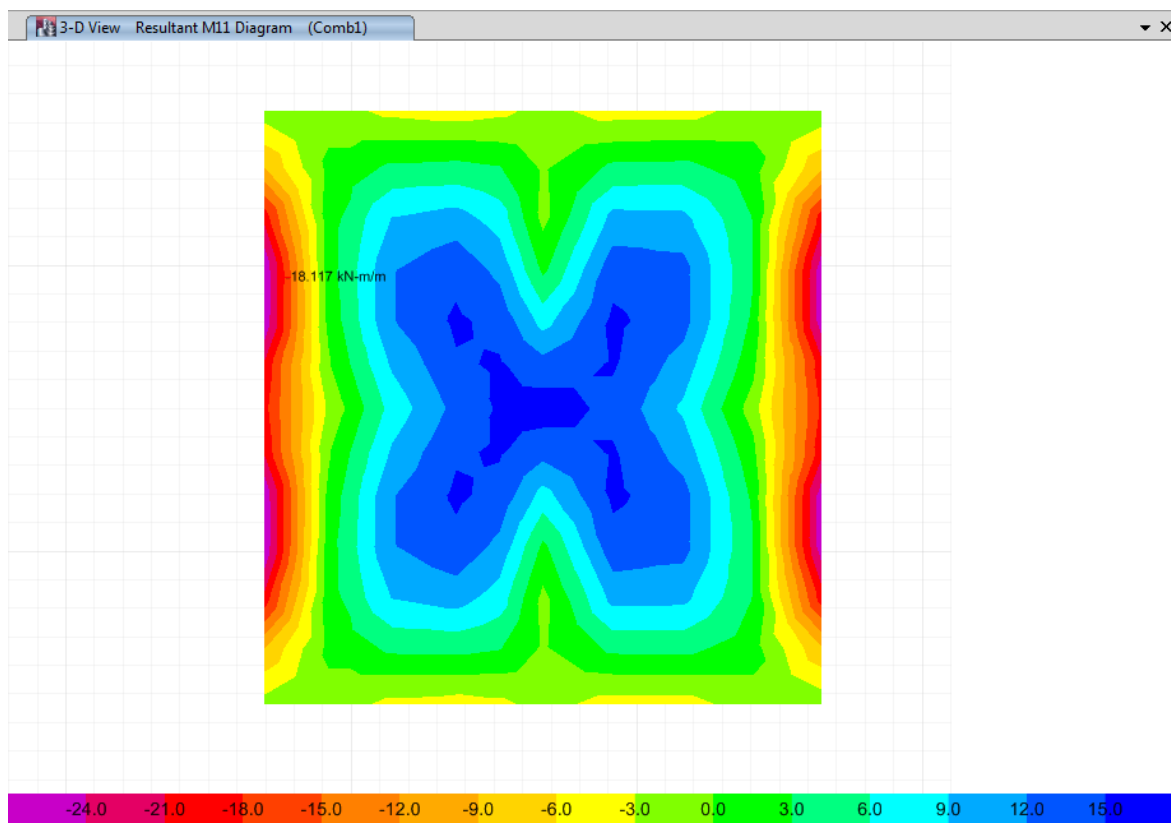
6.5.1.2. Kết quả tính cốt thép bản nắp

Bảng 6-3 Bảng tính cốt thép bản nắp bề nước mái

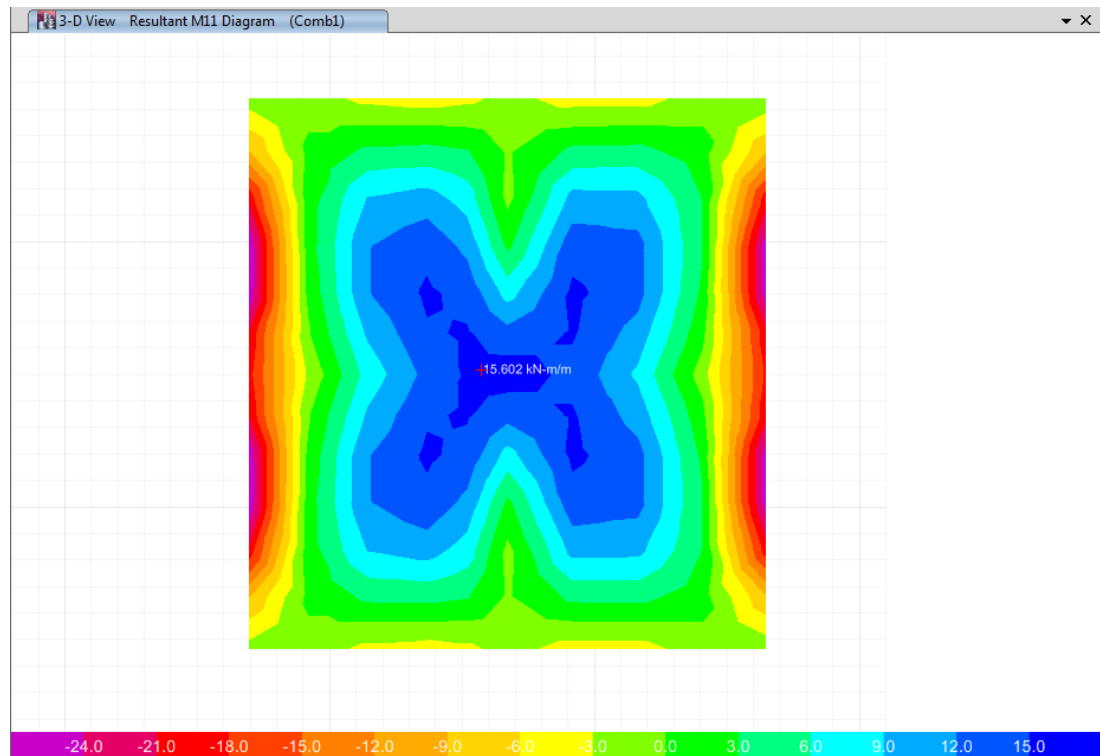
Vị trí	Mômen (kN.m)	h (mm)	b (mm)	α_m	A_s (cm ²)	Thép chọn		$\mu_{chon}\%$
						ϕ	a (mm)	
Gối (cạnh L= 8 m)	4.36	80	1000	0.058	2.11	8	200	0.33
Nhịp (cạnh L= 8 m)	2.36	80	1000	0.031	1.11	6	200	0.18
Gối (cạnh L= 8.5 m)	4.02	80	1000	0.053	1.94	8	200	0.33
Nhịp (cạnh L= 8.5 m)	2.15	80	1000	0.028	1.01	6	200	0.18

6.5.2. Thép bản đáy

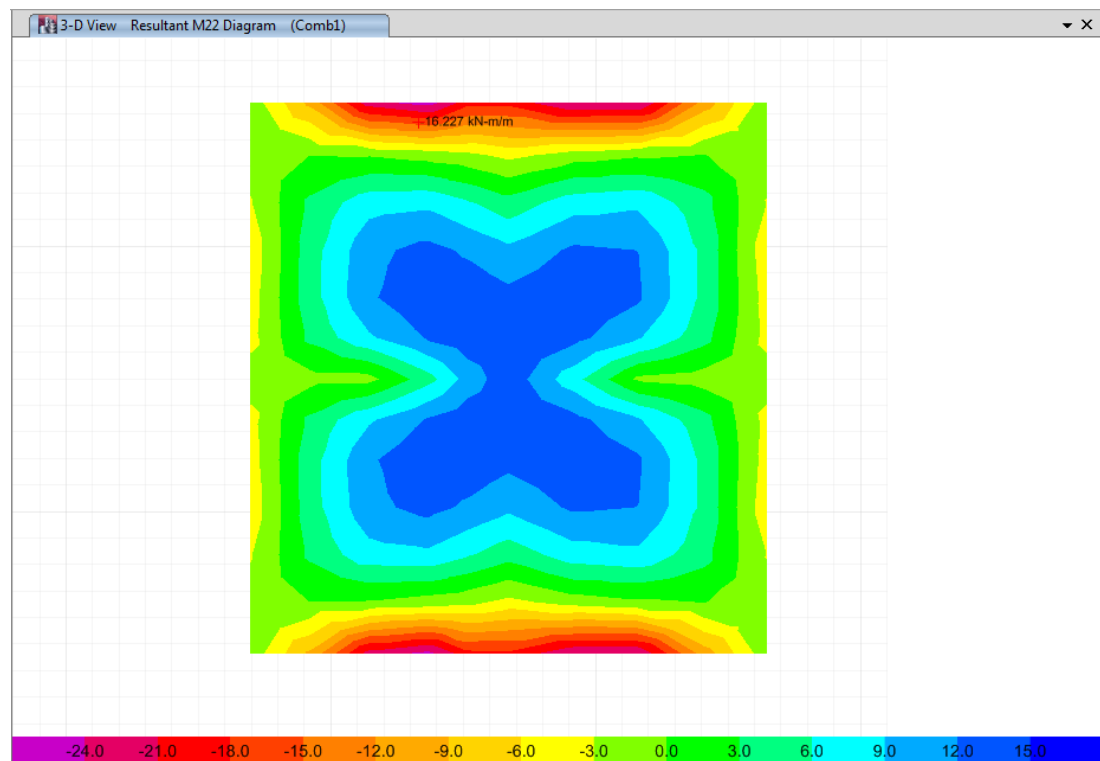
6.5.2.1. Momen tính thép bản đáy



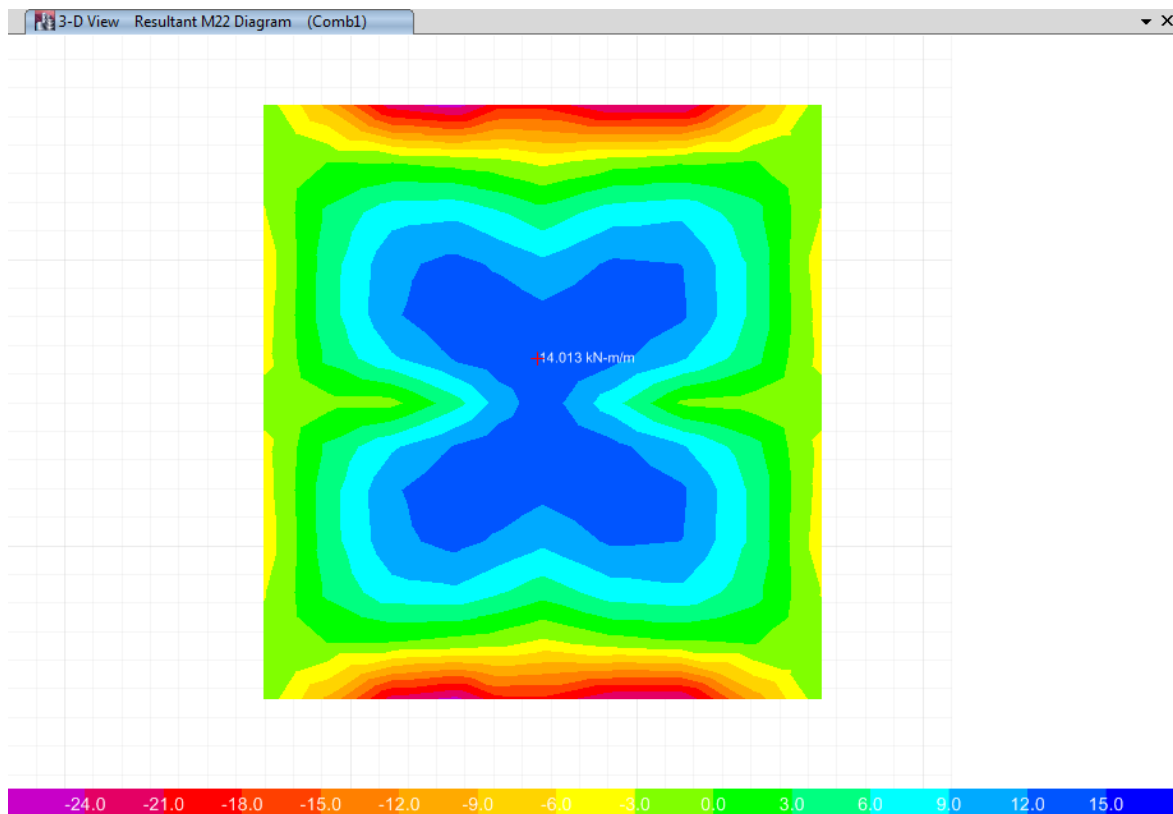
Hình 6.6 – Momen gối theo phương X (M = 18.12 kN/m)



Hình 6.7 – Momen gối theo phương X ($M = 15.60 \text{ kN/m}$)



Hình 6.8 – Momen gối theo phương Y ($M = 15.23 \text{ kN/m}$)



Hình 6.9 – Momen nhịp theo phương Y ($M = 14.01 \text{ kN/m}$)

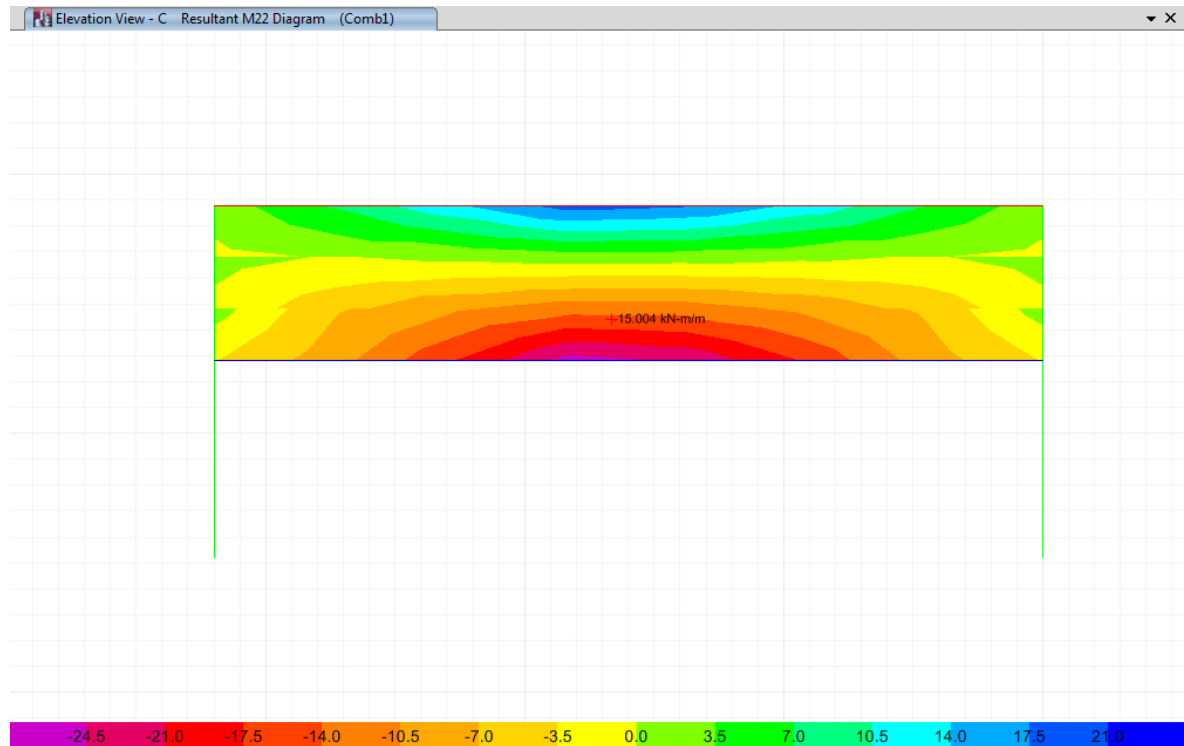
6.5.2.2. Kết quả tính cốt thép bản đáy

Bảng 6-4 - Bảng tính cốt thép bản đáy bể nước mái

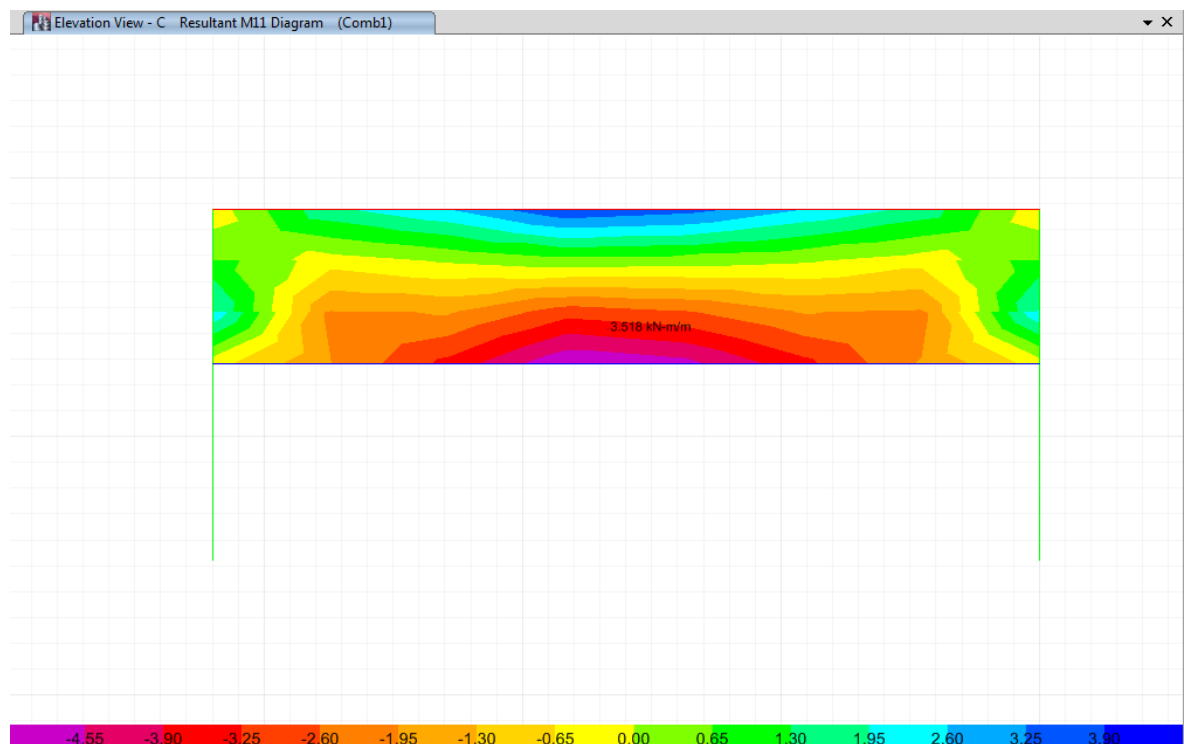
Vị trí	Mômen (kN.m)	h (mm)	b (mm)	α_m	A_s (cm ²)	Thép chọn		$\mu_{chon}\%$
						ϕ	a (mm)	
Gối (cạnh L= 8 m)	18.12	150	1000	0.089	5.43	10	120	0.52
Nhịp (cạnh L= 8 m)	15.60	150	1000	0.075	4.60	8	100	0.40
Gối (cạnh L= 8.5 m)	15.23	150	1000	0.075	4.53	10	150	0.42
Nhịp (cạnh L= 8.5 m)	14.01	150	1000	0.068	4.12	8	120	0.33

6.5.3. Thép bản thành

6.5.3.1. Momen tính thép bản thành



Hình 6.10 – Momen lớn nhất theo phương dọc ($M = 15.00 \text{ kN/m}$)



Hình 6.11 – Momen lớn nhất theo phương ngang ($M = 3.52 \text{ kN/m}$)

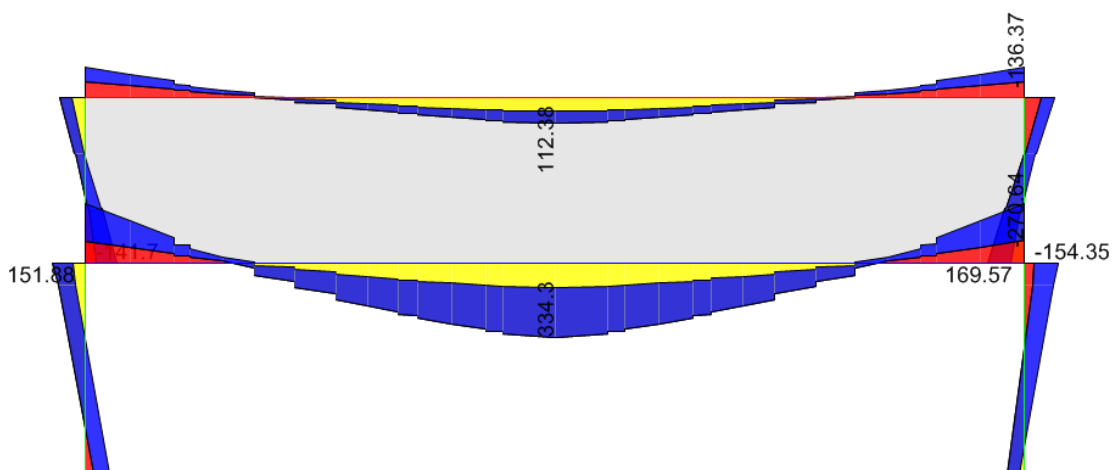
6.5.3.2. Kết quả tính cốt thép bản thành

Bảng 6-5 Bảng tính cốt thép bản thành bể nước mái

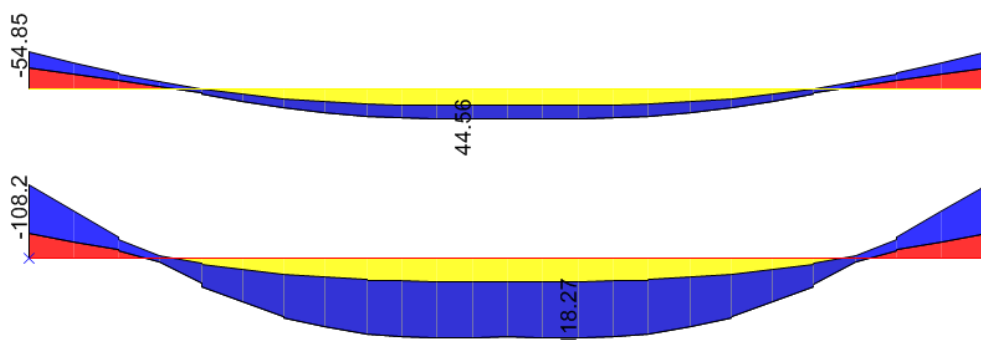
Vị trí	Mômen (kN.m)	h (mm)	b (mm)	α_m	A_s (cm ²)	Chọn thép		$\mu_{chọn\%}$
						ϕ	a (mm)	
Thép dọc	15.00	100	1000	0.127	6.05	10	120	0.69
Thép ngang	3.52	100	1000	0.029	1.33	8	200	0.26

6.5.4. Thép dọc dầm

Vì nhịp chên nhau không lớn nên lấy thép trong dầm nhịp 8.5m bố trí cho dầm nhịp 8.0 m.



Hình 6.12 – Biểu đồ mômen trong dầm đáy chính và dầm nắp chính

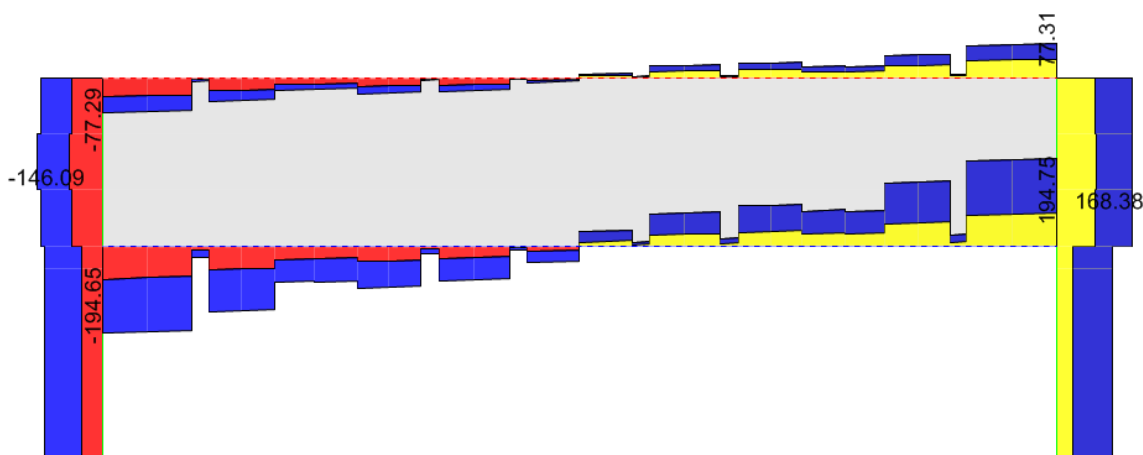


Hình 6.13 – Biểu đồ mômen trong dầm đáy phụ và dầm nắp phụ

Bảng 6-6 - Bảng tính cốt thép dọc dầm đáy và dầm nắp bể nước mái

Tên dầm	Vị trí mặt cắt	M_{max}	b	h	C.thép tính	Chọn thép				μ_{ch} (%)	
		(kNm)			(mm)						A_s (cm ²)
Dầm đáy chính	Gối B	-334.00	400	700	15.93	3	Ø 20	+	2	Ø 22	0.68
	Nhịp BC	270.64	400	700	12.66	3	Ø 18	+	2	Ø 20	0.55
	Gối C	-334.00	300	600	21.23	3	Ø 20	+	2	Ø 22	1.07
Dầm nắp chính	Gối B	-136.37	250	500	9.99	2	Ø 20	+	1	Ø 22	0.94
	Nhịp BC	112.38	250	500	7.99	2	Ø 18	+	1	Ø 20	0.77
	Gối C	-136.37	250	500	9.99	2	Ø 20	+	1	Ø 22	0.94
Dầm đáy phụ	Gối B	-108.20	250	500	7.66	2	Ø 18	+	1	Ø 20	0.77
	Nhịp BC	118.27	250	500	8.47	2	Ø 18	+	1	Ø 22	0.83
	Gối C	-108.20	250	500	7.66	2	Ø 18	+	1	Ø 20	0.77
Dầm nắp phụ	Gối B	-54.58	200	400	5.08	2	Ø 16	+	1	Ø 16	0.91
	Nhịp BC	44.56	200	400	4.05	2	Ø 16	+	1	Ø 16	0.91
	Gối C	-54.58	200	400	5.08	2	Ø 16	+	1	Ø 16	0.91

6.5.5. Thép đai dầm



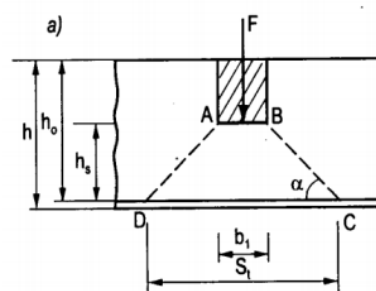
Hình 6.14 – Biểu đồ lực cắt trong dầm đáy chính và dầm đáy phụ

Bảng 6-7 - Bảng tính cốt thép đai dầm đáy và dầm nắp bể nước mái

Tên dầm	Vị trí	Q_{max} (kN)	Bước cốt đai				Bố trí cốt đai
			S_{tt} (mm)	S_{max} (mm)	S_{ct} (mm)	$S_{chọn}$ (mm)	
Dầm đáy chính	Gối	194.75	365	1346	233	150	Ø6 a150
	1/4 Nhịp	80.00	2162	3277	500	250	Ø6 a250
Dầm nắp chính	Gối	77.31	721	1056	167	150	Ø6 a150
	1/4 Nhịp	25.61	6570	3188	375	250	Ø6 a250
Dầm đáy phụ	Gối	96.91	459	843	167	150	Ø6 a150
	1/4 Nhịp	61.24	149	1333	375	250	Ø6 a250
Dầm nắp phụ	Gối	41.88	1232	977	150	150	Ø6 a150
	1/4 Nhịp	27.97	2762	1464	300	250	Ø6 a250

6.5.6. Thép đai gia cường vị trí 2 dầm giao nhau

Tại vị trí giao nhau giữa dầm chính và dầm phụ có 1 lực tập trung từ dầm phụ truyền vào dầm chính, tại đây phải tính toán cốt đai gia cường hoặc cốt thép vai bờ để tránh sự phá hoại cục bộ của dầm chính. Sinh viên chọn cách chỉ tính toán cốt đai gia cường cho dầm nếu vẫn không đủ chịu lực tập trung thì tính toán thêm cốt vai bờ.



Lực tập trung lớn nhất có giá trị $P_{\max} = 38.2 \text{ kN}$

Chọn đai $\Phi 6$, 2 nhánh ($n = 2$, $a_{sw} = 0.283 \text{ cm}^2$);

$$h_s = h_o - h_{dp} = 700 - 50 - 500 = 150 \text{ mm}$$

Số lượng cốt đai cần gia cường là:

$$N = \frac{P_{\max} \times \left(1 - \frac{h_s}{h_o}\right)}{n \times a_{sw} \times R_{sw}} = \frac{38.2 \times \left(1 - \frac{15}{65}\right)}{2 \times 0.283 \times 17.5} = 5.01$$

→ chọn 6 đai, bố trí mỗi bên 3 đai với khoảng cách 50 mm.

6.6. KIỂM TRA NÚT BẢN ĐÁY & BẢN THÀNH

6.6.1. Kiểm tra nứt bản đáy

a) Kiểm tra điều kiện hình thành vết nứt

Theo tiêu chuẩn TCVN 5574:2012, điều kiện vết nứt không hình thành trong cấu kiện bê tông cốt thép khi: $M \leq M_{\text{crc}}$.

Trong đó:

+ M là momen tại vị trí tiết diện đang xét, tính với tải tiêu chuẩn, có thể lấy gần đúng bằng cách chia momen tải tính toán cho 1.15.

+ M_{crc} là momen chống nứt của tiết diện, tính toán theo công thức

$$M_{\text{crc}} = R_{\text{bt,ser}} W_{\text{pl}}$$

Bảng 6-8 - Bảng tính kiểm tra sự hình thành vết nứt tại vị trí gối cạnh 8m

Các đặc trưng	Giá trị	Đơn vị	Ghi chú
$R_{bt.ser}$	1.60	MPa	Cường độ kéo tính toán của bê tông B25 tính theo trạng thái giới hạn II
E_s	210000	MPa	Mô đun đàn hồi thép AI, AII
E_b	30000	MPa	Mô đun đàn hồi bê tông B25
b	1000	mm	Bề rộng tiết diện tính toán
h	150	mm	Chiều cao tiết diện tính toán
a	25	mm	Khoảng cách từ tâm thép vùng chịu kéo đến mép ngoài bê tông
a'	25	mm	Khoảng cách từ tâm thép vùng chịu nén đến mép ngoài bê tông
A_s	654	mm ²	Diện tích thép bố trí trong vùng chịu kéo, tại vị trí đang xét, $\Phi 10a120$
A'_s	503	mm ²	Diện tích thép bố trí trong vùng chịu nén, tại vị trí đang xét, $\Phi 8a100$
M	15.76	kN.m	M là momen do ngoại lực trên tiết diện đang xét (tính với tải tiêu chuẩn)
h_0	125	mm	Khoảng cách từ tâm thép chịu kéo đến mép ngoài của bê tông chịu nén, $h_0 = h - a$
h'_0	125	mm	Khoảng cách từ tâm thép chịu kéo đến mép ngoài của bê tông chịu nén, $h'_0 = h - a'$
α	7	-	Tỷ số mô đun đàn hồi thép/ mô đun đàn hồi bê tông, $\alpha = E_s/E_b$
A_{red}	158099	mm ²	Diện tích tiết diện ngang quy đổi khi coi vật liệu đàn hồi, $A_{red} = bh + \alpha (A_s + A'_s)$
ξ	0.507	-	Chiều cao tương đối của vùng chịu nén, $\xi = 1 - [bh + 2(1 - \alpha/h)\alpha A'_s]/2A_{red}$
x	63.38	mm	Chiều cao của vùng chịu nén, $x = \xi h_0$
I_{b0}	8.49E+07	mm ⁴	Momen quán tính đối với trục trung hòa của tiết diện vùng bê tông chịu nén, $I_{b0} = bx^3/3$
I_{s0}	2.48E+06	mm ⁴	Momen quán tính đối với trục trung hòa của diện tích cốt thép chịu kéo, $I_{s0} = A_s (h - x - a)^2$
I'_{s0}	7.41E+05	mm ⁴	Momen quán tính đối với trục trung hòa của diện tích cốt thép chịu nén, $I'_{s0} = A'_s (x - a')^2$
S_{b0}	3.75E+06	mm ³	Momen tĩnh đối với trục trung hòa của diện tích vùng bê tông chịu kéo, $S_{b0} = b(h-x)^2/2$
W_{pl}	6.23E+06	mm ⁴	Momen kháng uốn của tiết diện đối với trục chịu kéo ngoài cùng có xét đến biến dạng không đàn hồi của bê tông vùng chịu kéo, $W_{pl} = 2(I_{b0} + \alpha I_{s0} + \alpha I'_{s0})/(h-x) + S_{b0}$
M_{crc}	1.00	kN.m	Mô men chống nứt của tiết diện đang xét, $M_{crc} = R_{bt.ser} W_{pl}$

Các đặc trưng	Giá trị	Đơn vị	Ghi chú
Kiểm tra điều kiện không nứt: $M_{crc} > M$ (Không thỏa)			
<u>Kết luận:</u> Kết cấu hình thành vết nứt, cần tính toán hạn chế bề rộng vết nứt theo TCVN 5574:2012			

Bảng 6-9 - Bảng tính kiểm tra sự hình thành vết nứt tại vị trí nhịp cạnh 8m

Các đặc trưng	Giá trị	Đơn vị	Ghi chú
R _{bt.ser}	1.60	MPa	Cường độ kéo tính toán của bê tông B25 tính theo trạng thái giới hạn II
E _s	210000	MPa	Mô đun đàn hồi thép AI, AII
E _b	30000	MPa	Mô đun đàn hồi bê tông B25
b	1000	mm	Bề rộng tiết diện tính toán
h	150	mm	Chiều cao tiết diện tính toán
a	25	mm	Khoảng cách từ tâm thép vùng chịu kéo đến mép ngoài bê tông
a'	25	mm	Khoảng cách từ tâm thép vùng chịu nén đến mép ngoài bê tông
A _s	503	mm ²	Diện tích thép bố trí trong vùng chịu kéo, tại vị trí đang xét, Φ8a100
A' _s	0	mm ²	Diện tích thép bố trí trong vùng chịu nén, tại vị trí đang xét
M	13.57	kN.m	M là momen do ngoại lực trên tiết diện đang xét (tính với tải tiêu chuẩn)
h ₀	125	mm	Khoảng cách từ tâm thép chịu kéo đến mép ngoài của bê tông chịu nén, $h_0 = h - a$
h' ₀	125	mm	Khoảng cách từ tâm thép chịu kéo đến mép ngoài của bê tông chịu nén, $h'_0 = h - a'$
α	7	-	Tỷ số mô đun đàn hồi thép/ mô đun đàn hồi bê tông, $\alpha = E_s/E_b$
A _{red}	153521	mm ²	Diện tích tiết diện ngang quy đổi khi coi vật liệu đàn hồi, $A_{red} = bh + \alpha (A_s + A'_s)$
ξ	0.511	-	Chiều cao tương đối của vùng chịu nén, $\xi = 1 - [bh + 2(1 - a'/h)\alpha A'_s]/2A_{red}$
x	63.93	mm	Chiều cao của vùng chịu nén, $x = \xi h_0$
I _{b0}	8.71E+07	mm ⁴	Momen quán tính đối với trục trung hòa của tiết diện vùng bê tông chịu nén, $I_{b0} = bx^3/3$
I _{s0}	1.88E+06	mm ⁴	Momen quán tính đối với trục trung hòa của diện tích cốt thép chịu kéo, $I_{s0} = A_s (h - x - a)^2$

Các đặc trưng	Giá trị	Đơn vị	Ghi chú
I'_{s0}	0.00E+00	mm ⁴	Momen quán tính đối với trục trung hòa của diện tích cốt thép chịu nén, $I'_{s0} = A'_s (x - a')^2$
S_{b0}	3.70E+06	mm ³	Momen tĩnh đối với trục trung hòa của diện tích vùng bê tông chịu kéo, $S_{b0} = b(h-x)^2/2$
W_{pl}	6.03E+06	mm ⁴	Momen kháng uốn của tiết diện đối với thớ chịu kéo ngoài cùng có xét đến biến dạng không đàn hồi của bê tông vùng chịu kéo, $W_{pl} = 2(I_{b0} + \alpha I'_{s0} + \alpha I'_{s0})/(h-x) + S_{b0}$
M_{crc}	0.97	kN.m	Mô men chống nứt của tiết diện đang xét, $M_{crc} = R_{bt.ser} W_{pl}$
Kiểm tra điều kiện không nứt: $M_{crc} > M$ (Không thỏa) <u>Kết luận:</u> Kết cấu hình thành vết nứt, cần tính toán hạn chế bề rộng vết nứt theo TCVN 5574:2012			

Nhận xét: Qua kết quả bảng trên nhận thấy momen chống nứt trong bản đáy là rất nhỏ so với momen gây nứt. Do đó không cần kiểm tra với các vị trí còn lại.

b) Kiểm tra điều kiện hạn chế vết nứt

Theo bảng 1 tiêu chuẩn TCVN 5574:2012 quy định đối với kết cấu chịu áp lực của chất lỏng hoặc hơi khi một phần tiết diện chịu nén thì cấp chống nứt là cấp 3 và giá trị bề rộng vết nứt giới hạn để đảm bảo hạn chế thấm cho kết cấu: $[a_{cr1}] = 0.3 \text{ mm}$ và $[a_{cr2}] = 0.2 \text{ mm}$.

Ghi chú:

- Bề rộng vết nứt ngắn hạn a_{crc1} được hiểu là sự mở rộng vết nứt khi kết cấu chịu tác dụng đồng thời của tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời ngắn hạn và dài hạn.
 - Bề rộng vết nứt dài hạn a_{crc2} được hiểu là sự mở rộng vết nứt khi kết cấu chỉ chịu tác dụng của tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn.
- ⇒ **Bản đáy chịu tĩnh tải (trọng lượng bản thân kết cấu) và nước (tải trọng tạm thời dài hạn) nên chỉ cần kiểm tra với $a_{cr2} = 0.2 \text{ mm}$.**

Bảng 6-10 - Bảng tính kiểm bề rộng vết nứt bản đáy

Các đặc trưng	Giá trị tính toán				Đơn vị
	Gói (L = 8m)	Nhip (L = 8m)	Gói (L = 8.5m)	Nhip (L = 8.5m)	
$R_{b,ser}$	18.50	18.50	18.50	18.50	MPa
E_s	210000	210000	210000	210000	MPa
E_b	30000	30000	30000	30000	MPa
b	1000	1000	1000	1000	mm
h	150	150	150	150	mm
a	25	25	25	25	mm
A_s	654	503	524	419	mm ²
A'_s	654	654	654	654	mm ²
M	15.76	13.57	13.24	12.17	kN.m
h_0	125	125	125	125	mm
μ	0.0052	0.0040	0.0042	0.0034	-
α	7	7	7	7	-
ν	0.15	0.15	0.15	0.15	-
δ'	0.545	0.469	0.458	0.421	-
φ_f	0.12	0.12	0.12	0.12	-
β	1.8	1.8	1.8	1.8	-
ξ	0.08	0.07	0.08	0.07	-
z	123	123	123	124	mm
δ	1.00	1.00	1.00	1.00	-
φ_1	1.52	1.54	1.54	1.55	-
η	1.30	1.30	1.30	1.30	-
d	10	8	10	8	mm
σ_s	1.96E+03	2.19E+03	2.05E+03	2.35E+03	N/mm ²
a_{cre2}	1.37	1.58	1.59	1.86	mm
$[a_{cre2}]$	2	2	2	2	mm
$a_{cre2} \leq [a_{cre2}]$	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	-

6.6.2. Kiểm tra nứt bản thành

a) Kiểm tra điều kiện hình thành vết nứt

Bản thành đặt thép đối xứng nên chỉ cần kiểm tra tại vị trí có momen lớn nhất. Kết quả tính toán kiểm tra bề rộng vết nứt như bảng dưới đây:

Bảng 6-11 - Bảng tính kiểm tra sự hình thành vết nứt bản thành

Các đặc trưng	Giá trị	Đơn vị	Ghi chú
$R_{bt,ser}$	1.60	MPa	Cường độ kéo tính toán của bê tông B25 tính theo trạng thái giới hạn II
E_s	210000	MPa	Mô đun đàn hồi thép vùng chịu kéo AII
E'_s	210000	MPa	Mô đun đàn hồi thép vùng chịu nén AII
E_b	30000	MPa	Mô đun đàn hồi bê tông B25
b	1000	mm	Bề rộng tiết diện tính toán
h	120	mm	Chiều cao tiết diện tính toán
a	25	mm	Khoảng cách từ tâm thép vùng chịu kéo đến mép ngoài bê tông
a'	25	mm	Khoảng cách từ tâm thép vùng chịu nén đến mép ngoài bê tông
A_s	654	mm ²	Diện tích thép bố trí trong vùng chịu kéo, tại vị trí đang xét, $\Phi 10a120$
A'_s	654	mm ²	Diện tích thép bố trí trong vùng chịu nén, tại vị trí đang xét, $\Phi 10a120$
M	13.04	kN.m	M là momen do ngoại lực trên tiết diện đang xét (tính với tải tiêu chuẩn)
h_0	95	mm	Khoảng cách từ tâm thép chịu kéo đến mép ngoài của bê tông chịu nén, $h_0 = h - a$
h'_0	95	mm	Khoảng cách từ tâm thép chịu kéo đến mép ngoài của bê tông chịu nén, $h'_0 = h - a'$
α	7	-	Tỷ số mô đun đàn hồi thép/ mô đun đàn hồi bê tông, $\alpha = E_s/E_b$
α'	7	-	Tỷ số mô đun đàn hồi thép/ mô đun đàn hồi bê tông, $\alpha' = E'_s/E_b$
A_{red}	129156	mm ²	Diện tích tiết diện ngang quy đổi khi coi vật liệu đàn hồi, $A_{red} = bh + \alpha A_s + \alpha' A'_s$
ξ	0.507	-	Chiều cao tương đối của vùng chịu nén, $\xi = 1 - [bh + 2(1-\alpha'/h)\alpha'A'_s]/2A_{red}$
x	48.20	mm	Chiều cao của vùng chịu nén, $x = \xi h_0$
I_{b0}	3.73E+07	mm ⁴	Momen quán tính đối với trục trung hòa của tiết diện vùng bê tông chịu nén, $I_{b0} = bx^3/3$
I_{s0}	1.43E+06	mm ⁴	Momen quán tính đối với trục trung hòa của diện tích cốt thép chịu kéo, $I_{s0} = A_s (h - x - a)^2$
I'_{s0}	3.52E+05	mm ⁴	Momen quán tính đối với trục trung hòa của diện tích cốt thép chịu nén, $I'_{s0} = A'_s (x - a')^2$

Các đặc trưng	Giá trị	Đơn vị	Ghi chú
S_{b0}	2.58E+06	mm ³	Momen tĩnh đối với trục trung hòa của diện tích vùng bê tông chịu kéo, $S_{b0} = b(h-x)^2/2$
W_{pl}	3.97E+06	mm ⁴	Momen kháng uốn của tiết diện đối với trục chịu kéo ngoài cùng có xét đến biến dạng không đàn hồi của bê tông vùng chịu kéo, $W_{pl} = 2(I_{b0} + \alpha I_{s0} + \alpha' I'_{s0})/(h-x) + S_{b0}$
M_{crc}	0.63	kN.m	Mô men chống nứt của tiết diện đang xét, $M_{crc} = R_{bt.ser} W_{pl}$

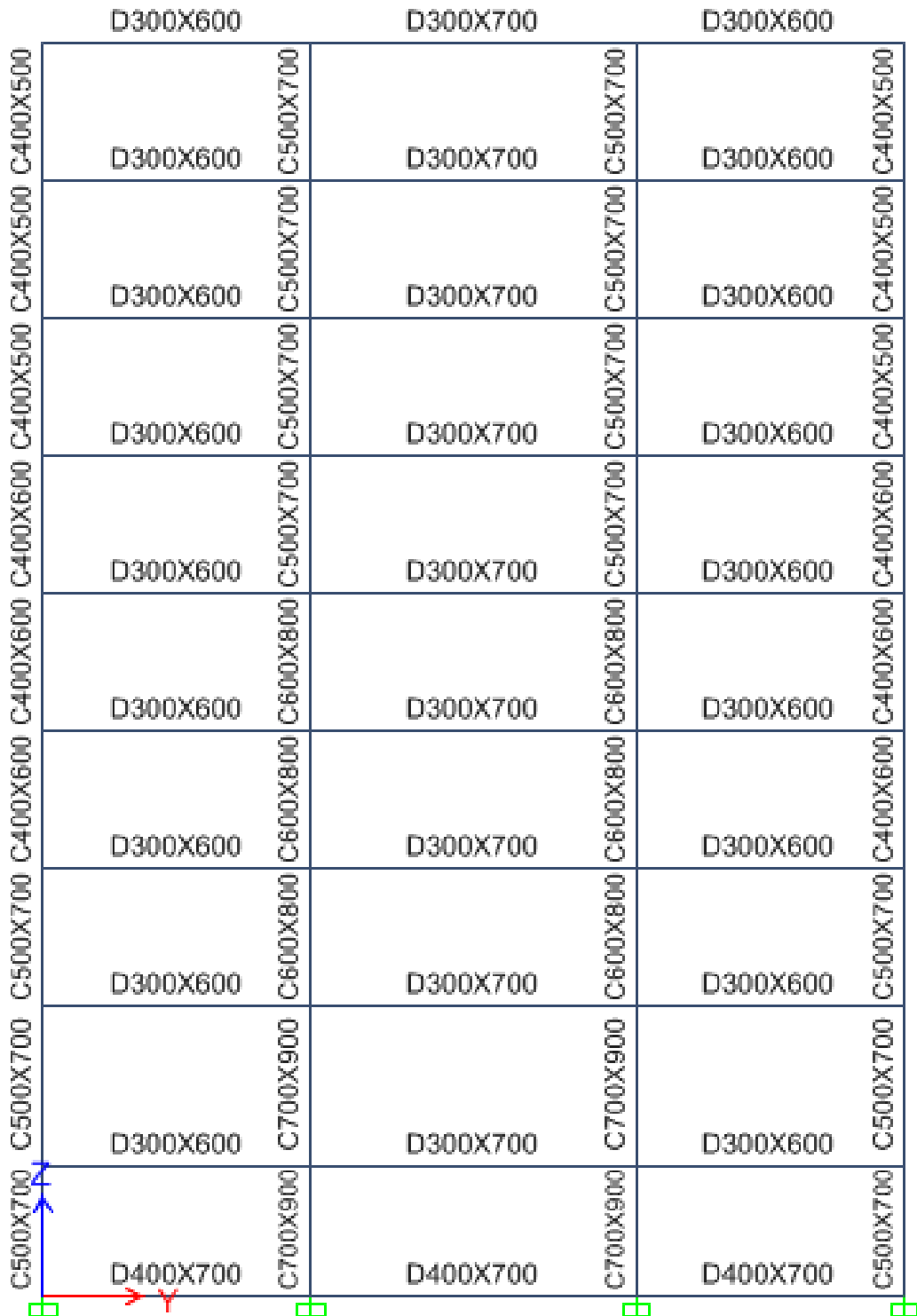
Kiểm tra điều kiện không nứt: $M_{crc} \geq M$ (Không thỏa)
Kết luận:
 Bản thành xuất hiện vết nứt, cần tính toán hạn chế bề rộng vết nứt theo TCVN 5574:2012

b) Kiểm tra điều kiện hạn chế vết nứt

Các đặc trưng	Giá trị tính toán			Đơn vị
	$a_{crc.1t}$	$a_{crc.1d}$	$a_{crc.2}$	
$R_{b.ser}$	18.50	18.50	18.50	MPa
E_s	210000	210000	210000	MPa
E_b	30000	30000	30000	MPa
b	1000	1000	1000	mm
h	150	150	150	mm
a	25	25	25	mm
A_s	654	654	654	mm ²
$A's$	654	654	654	mm ²
M	13.04	9.13	2.74	kN.m
h_0	125	125	125	mm
μ	0.0052	0.0052	0.0052	-
α	7	7	7	-
ν	0.45	0.45	0.15	-
δ'	0.451	0.316	0.095	-
ϕ_f	0.04	0.04	0.12	-
β	1.8	1.8	1.8	-
ξ	0.09	0.11	0.17	-
z	121	120	119	mm
δ	1.00	1.00	1.00	-
ϕ_1	1.00	1.00	1.52	-
η	1.30	1.30	1.30	-
d	8	8	8	mm
σ_s	1.65E+03	1.17E+03	3.53E+02	N/mm ²
Bề rộng vết nứt	0.94	0.66	0.30	mm
$a_{crc.1}$		0.58		mm
$a_{crc2} \leq [a_{crc2}]$		Thỏa		-
$a_{crc1} \leq [a_{crc1}]$		Thỏa		-

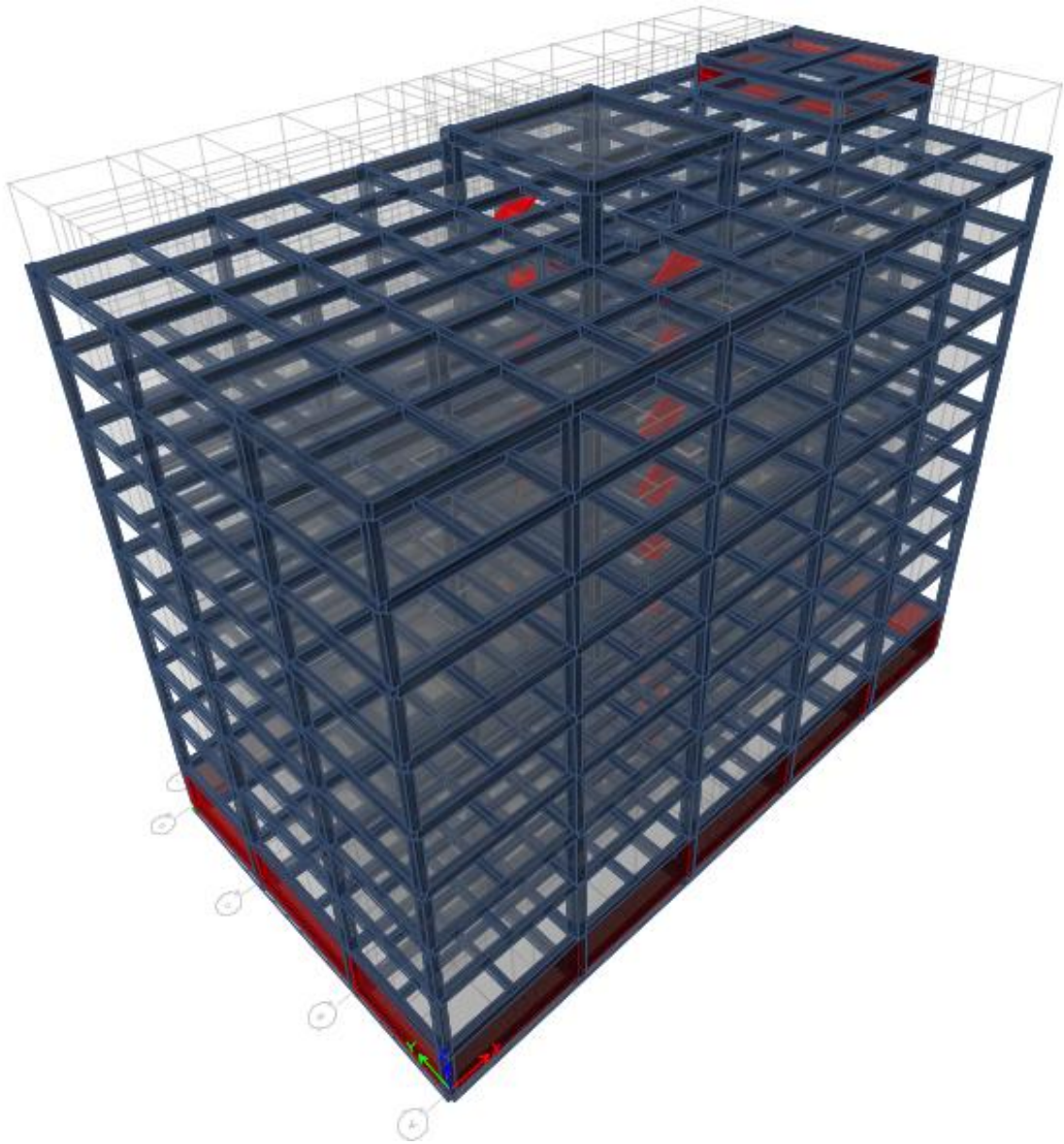
CHƯƠNG 7: THIẾT KẾ KHUNG KHÔNG GIAN KHUNG TRỤC 2

7.1. MỞ ĐẦU

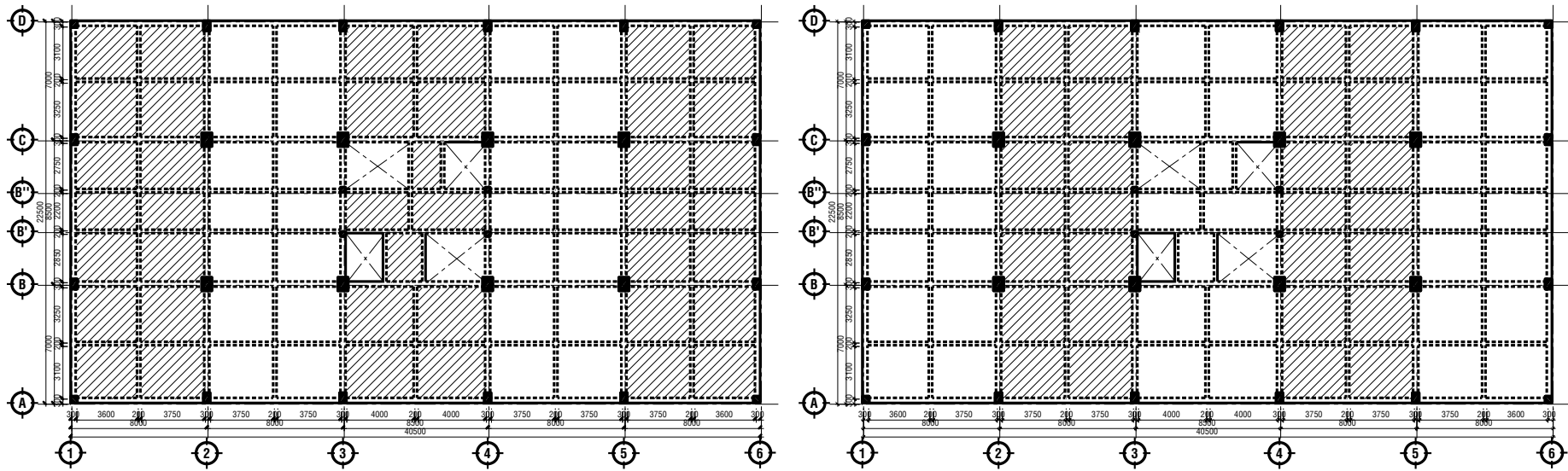


Hình 7.1 – Tiết diện khung trục 2

7.2. MÔ HÌNH ETABS



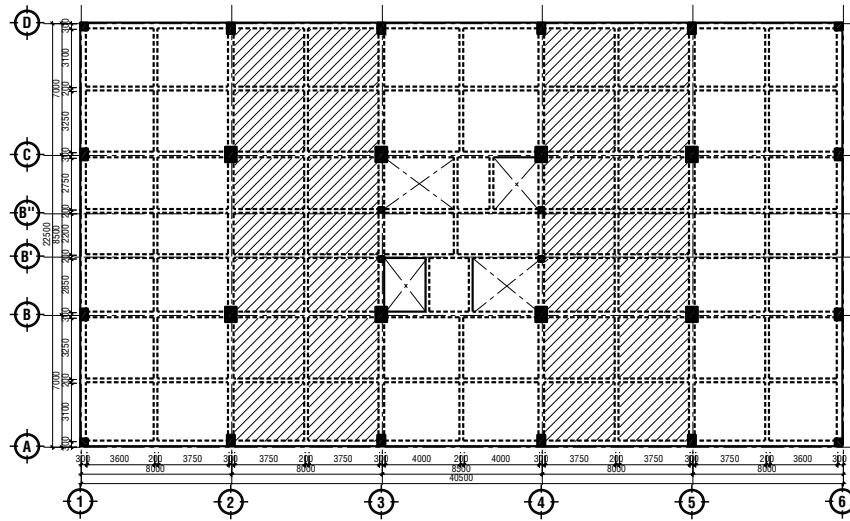
Hình 7.2 – Mô hình khung không gian bằng phần mềm ETABS 2013



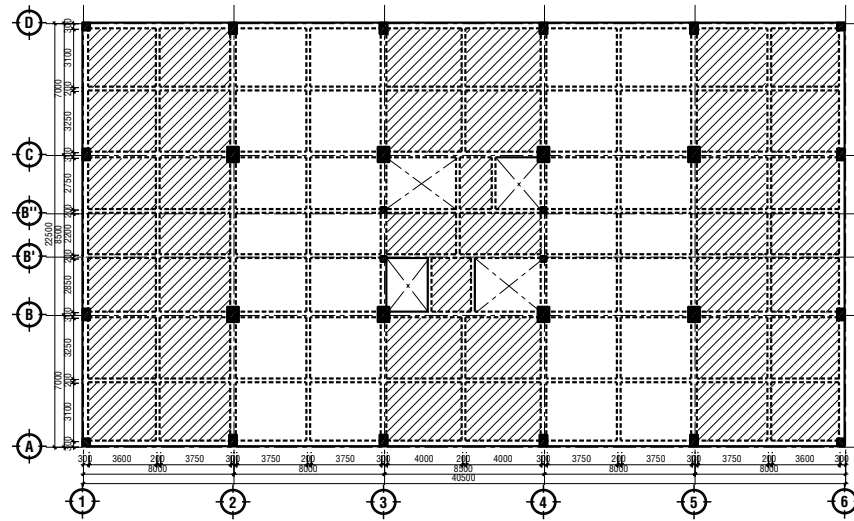
Tầng chẵn

Tầng lẻ

HTCN-X1: HOẠT TẢI CÁCH TẦNG CÁCH NHỊP THEO PHƯƠNG X

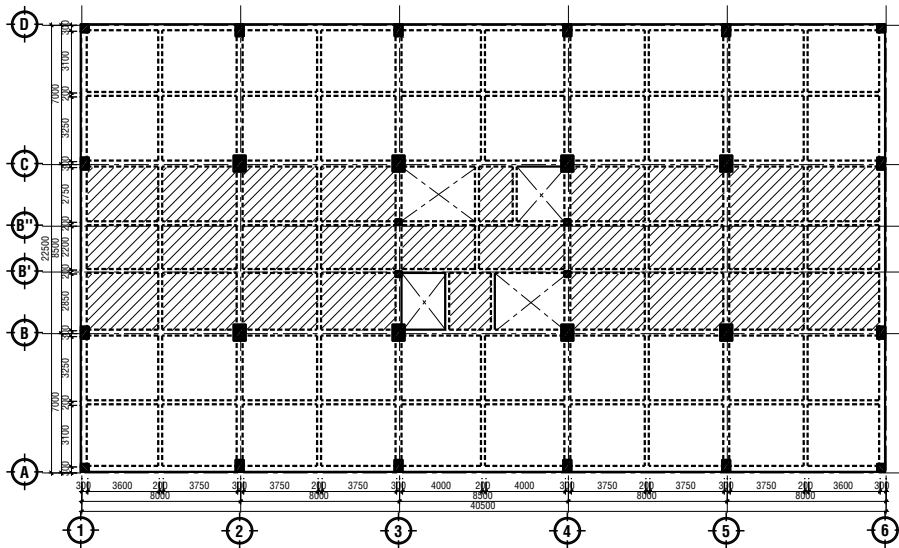


Tầng chẵn

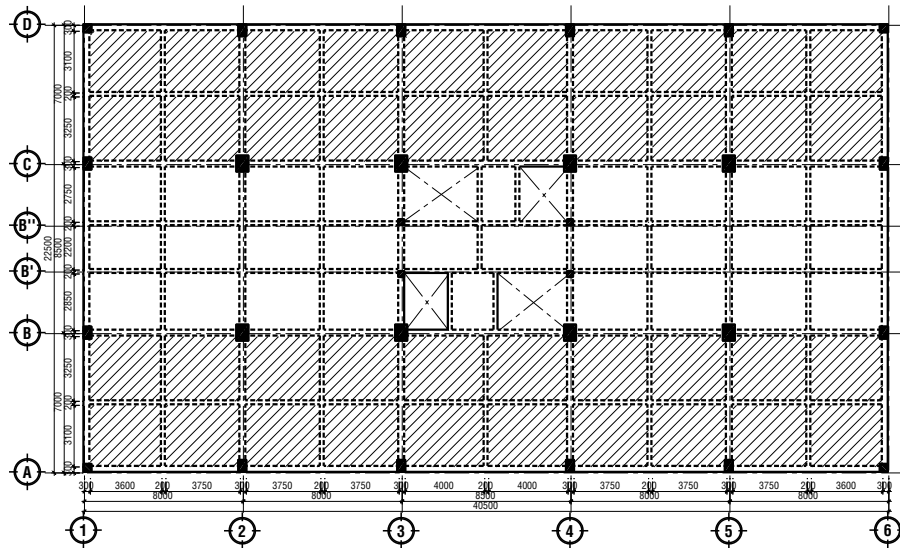


Tầng lẻ

HTCN-X2: HOẠT TẢI CÁCH TẦNG CÁCH NHỊP THEO PHƯƠNG X

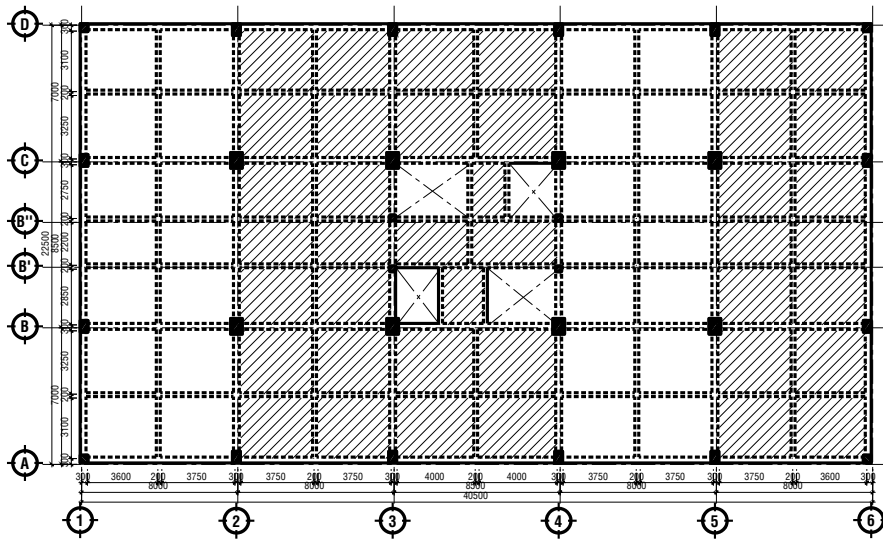


Tầng chẵn

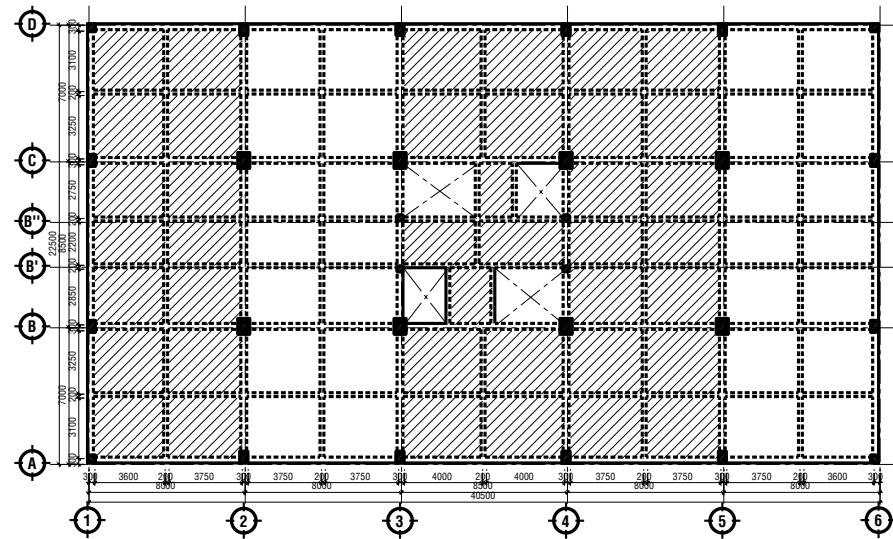


Tầng lẻ

HTCN-Y2: HOẠT TẢI CÁCH TẦNG CÁCH NHỊP THEO PHƯƠNG Y

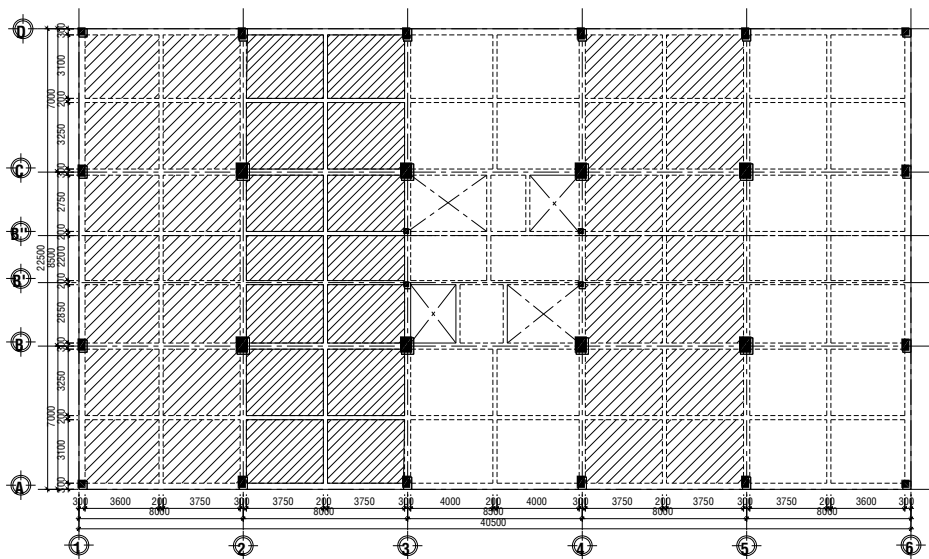


Tầng chẵn

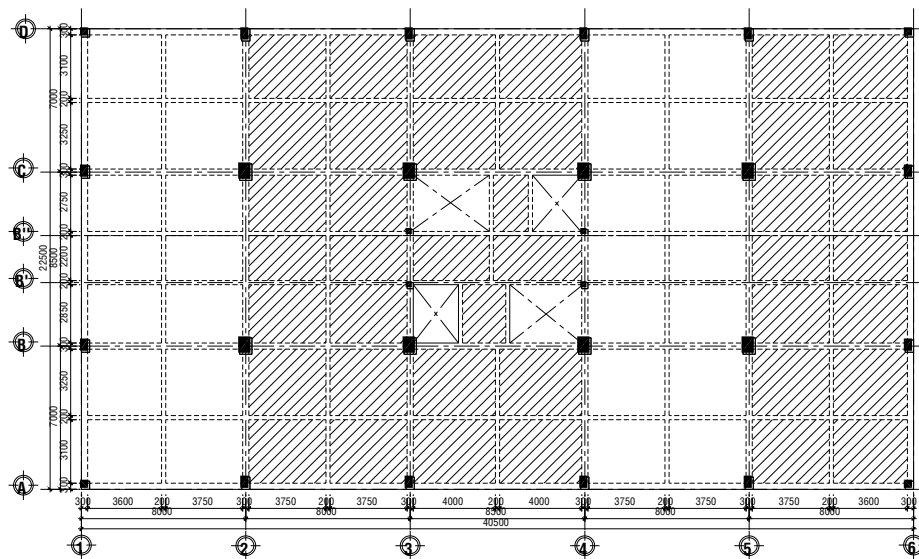


Tầng lẻ

HTLN-X1: HOẠT TẢI CÁCH TẦNG LIÊN NHỊP THEO PHƯƠNG X

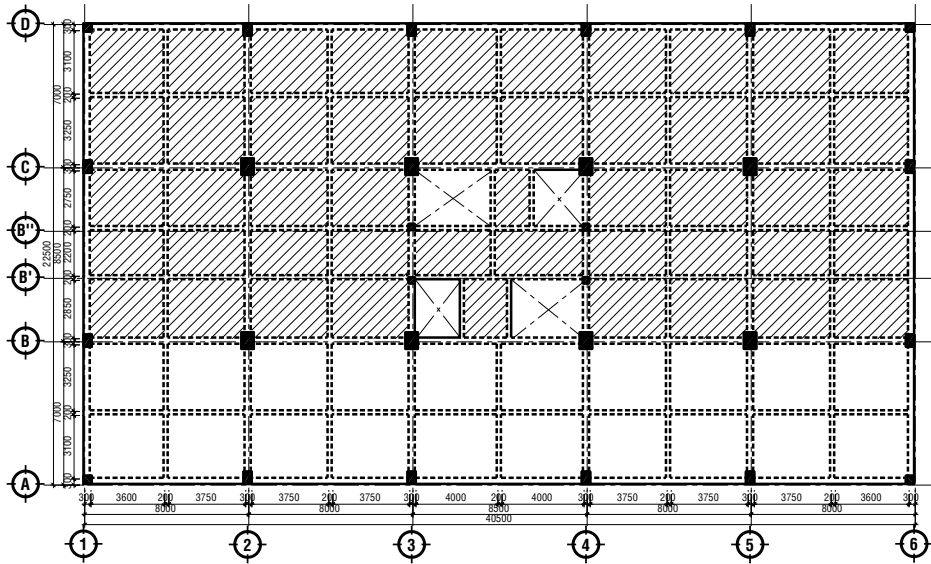


Tầng chẵn

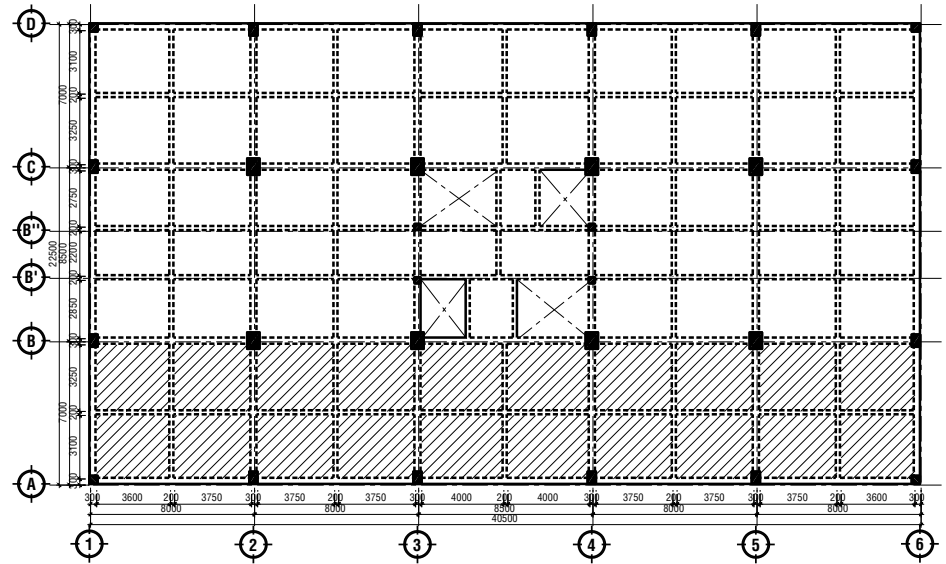


Tầng lẻ

HTLN-X2: HOẠT TẢI CÁCH TẦNG LIỀN NHỊP THEO PHƯƠNG X

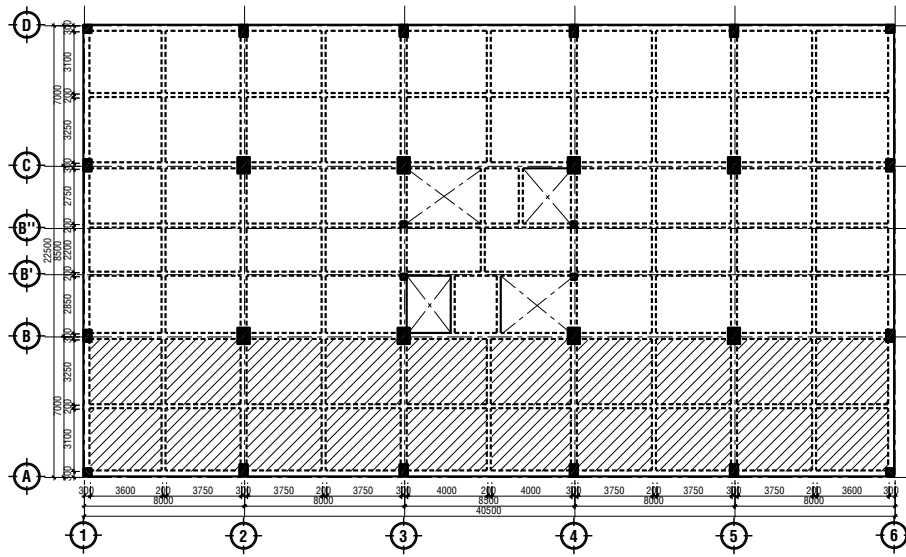


Tầng chẵn

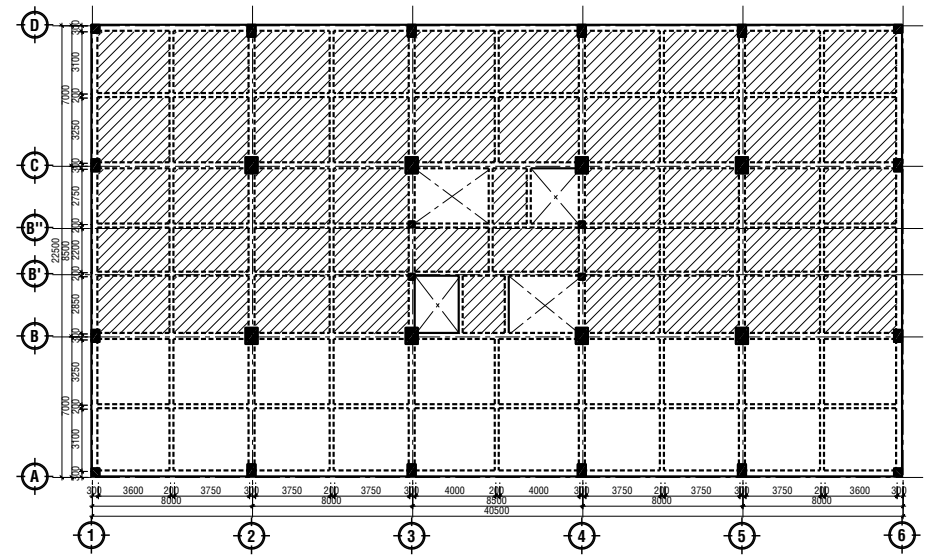


Tầng lẻ

HTIN-Y1: HOẠT TẢI CÁCH TẦNG LIÊN NHỊP THEO PHƯƠNG Y

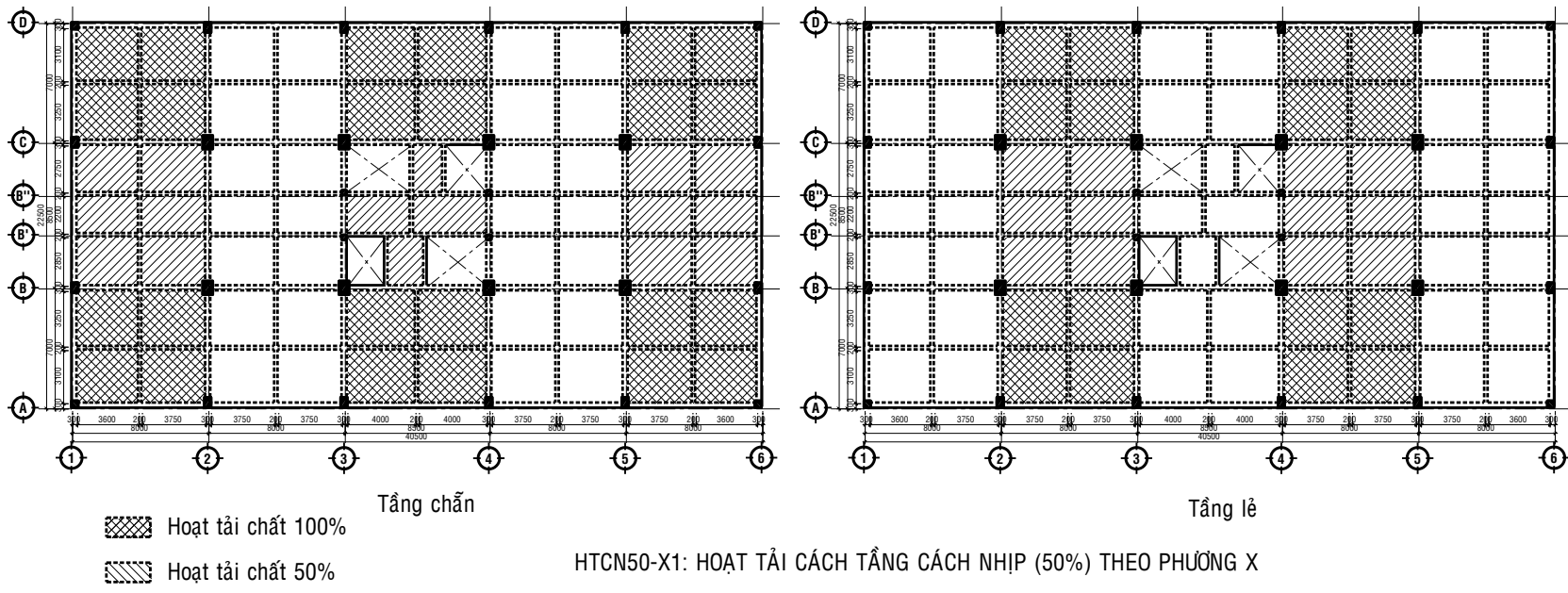


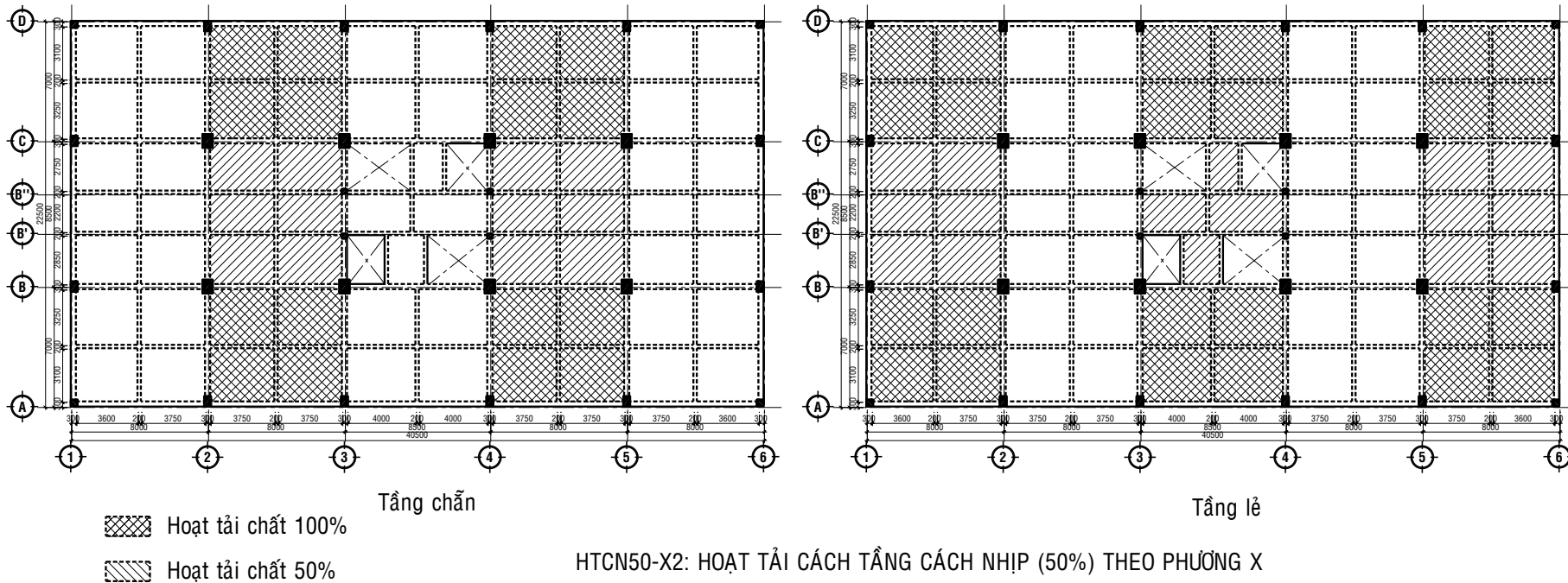
Tầng chẵn

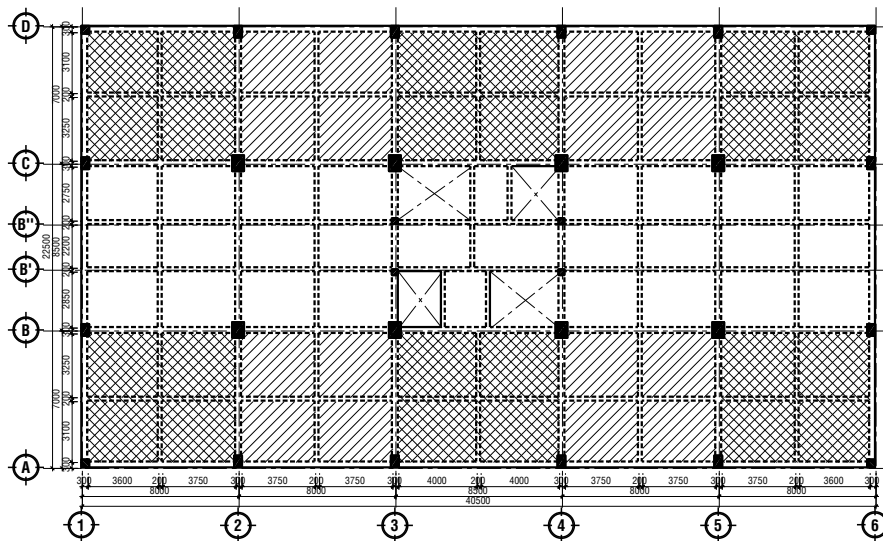


Tầng lẻ

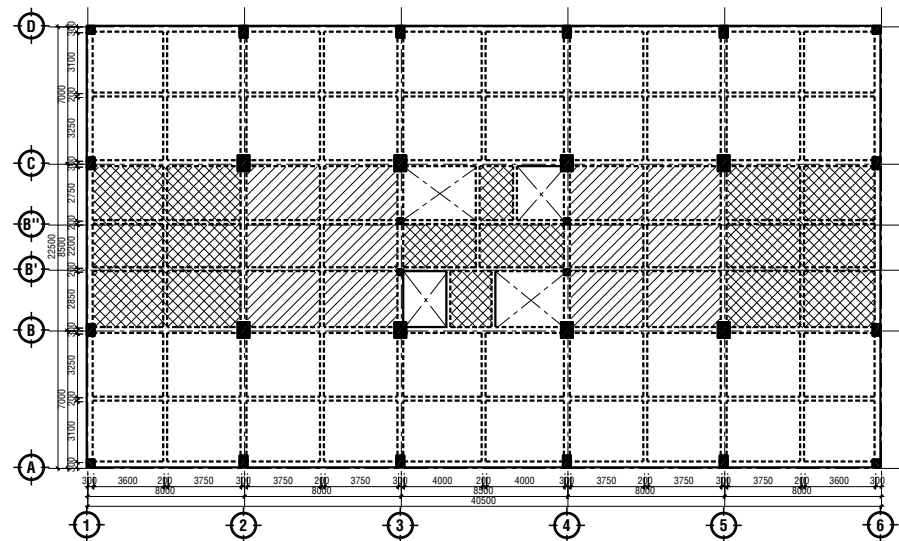
HTIN-Y2: HOẠT TẢI CÁCH TẦNG LIÊN NHỊP THEO PHƯƠNG Y









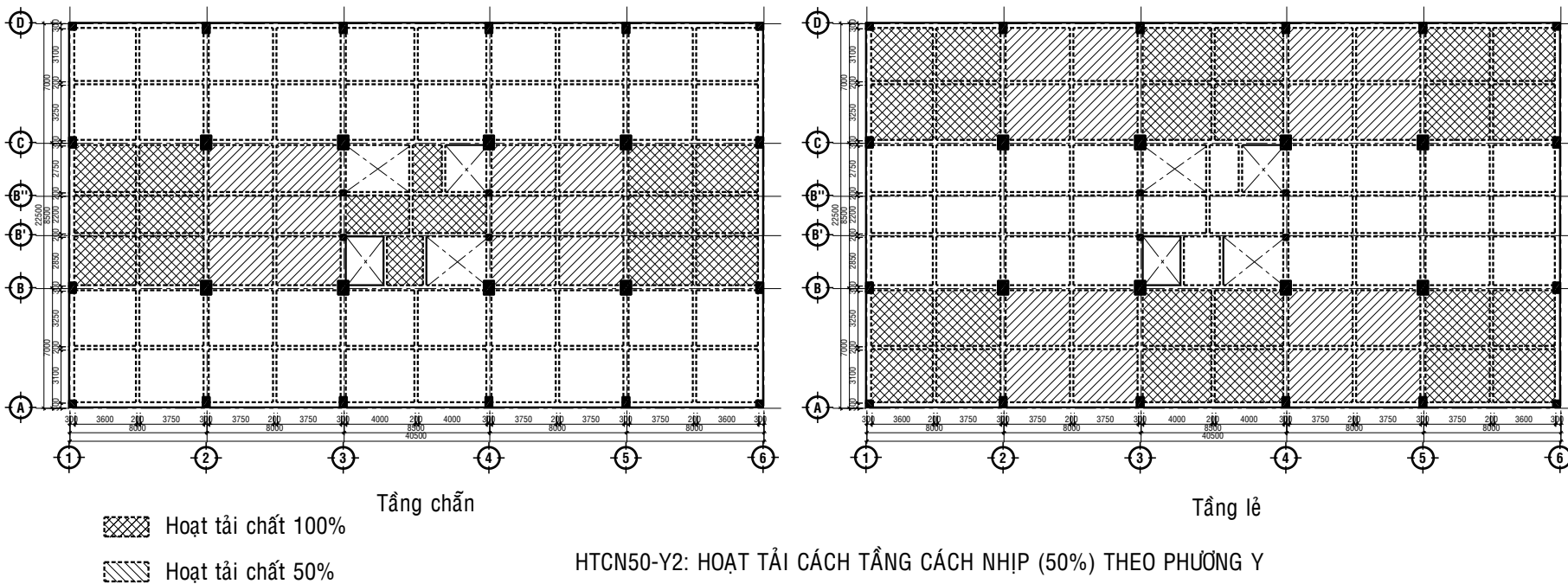
Tầng chẵn



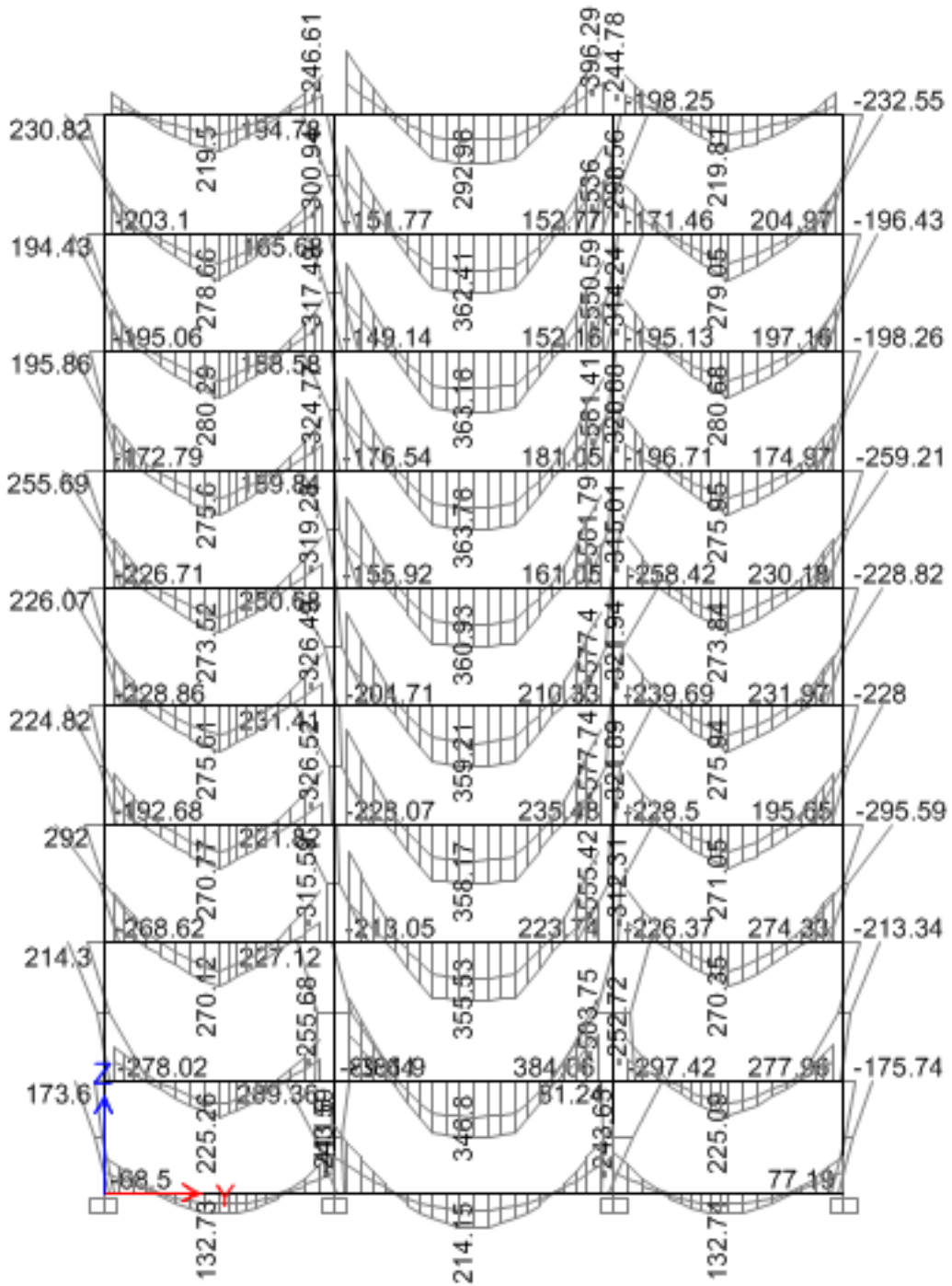
Tầng lẻ

-  Hoạt tải chất 100%
-  Hoạt tải chất 50%

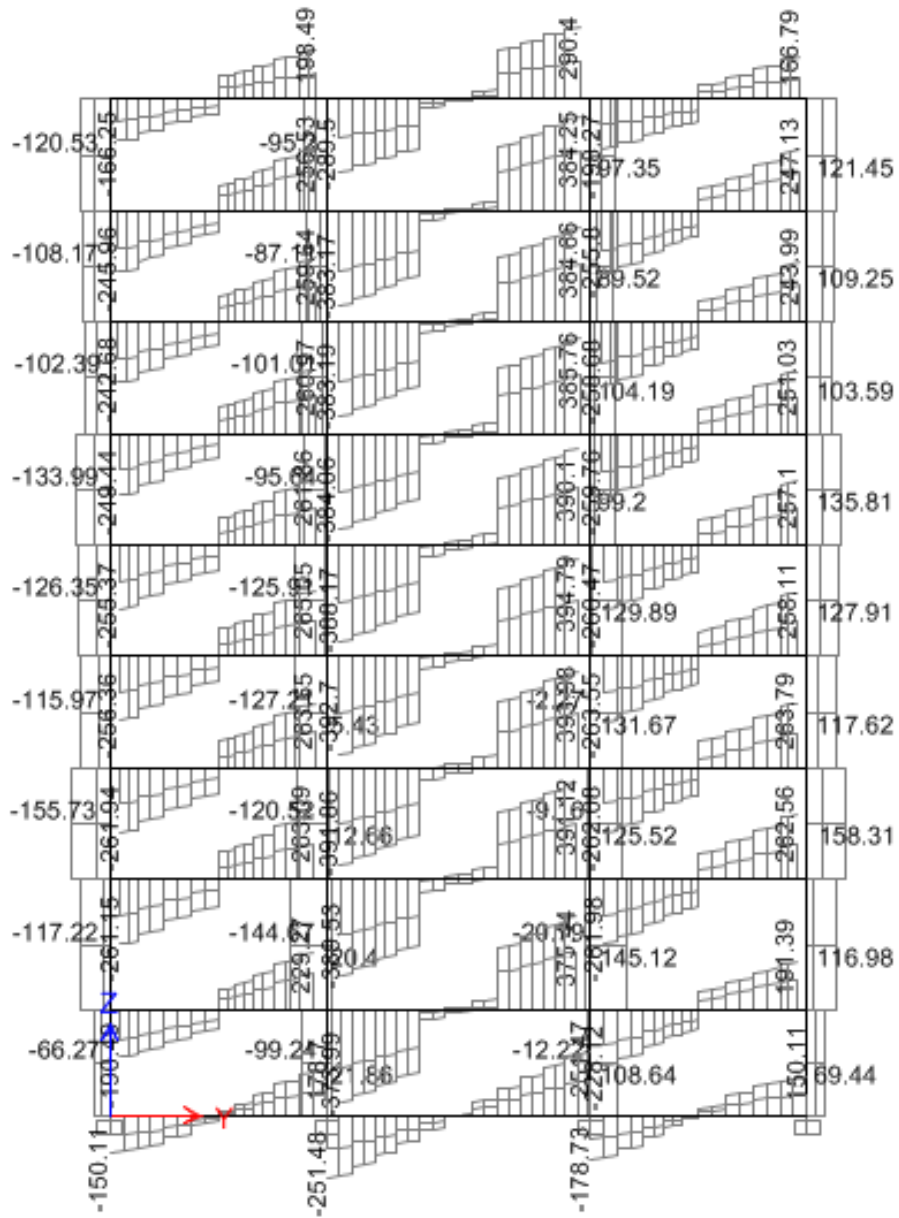
HTCN50-Y1: HOẠT TẢI CÁCH TẦNG CÁCH NHỊP (50%) THEO PHƯƠNG Y



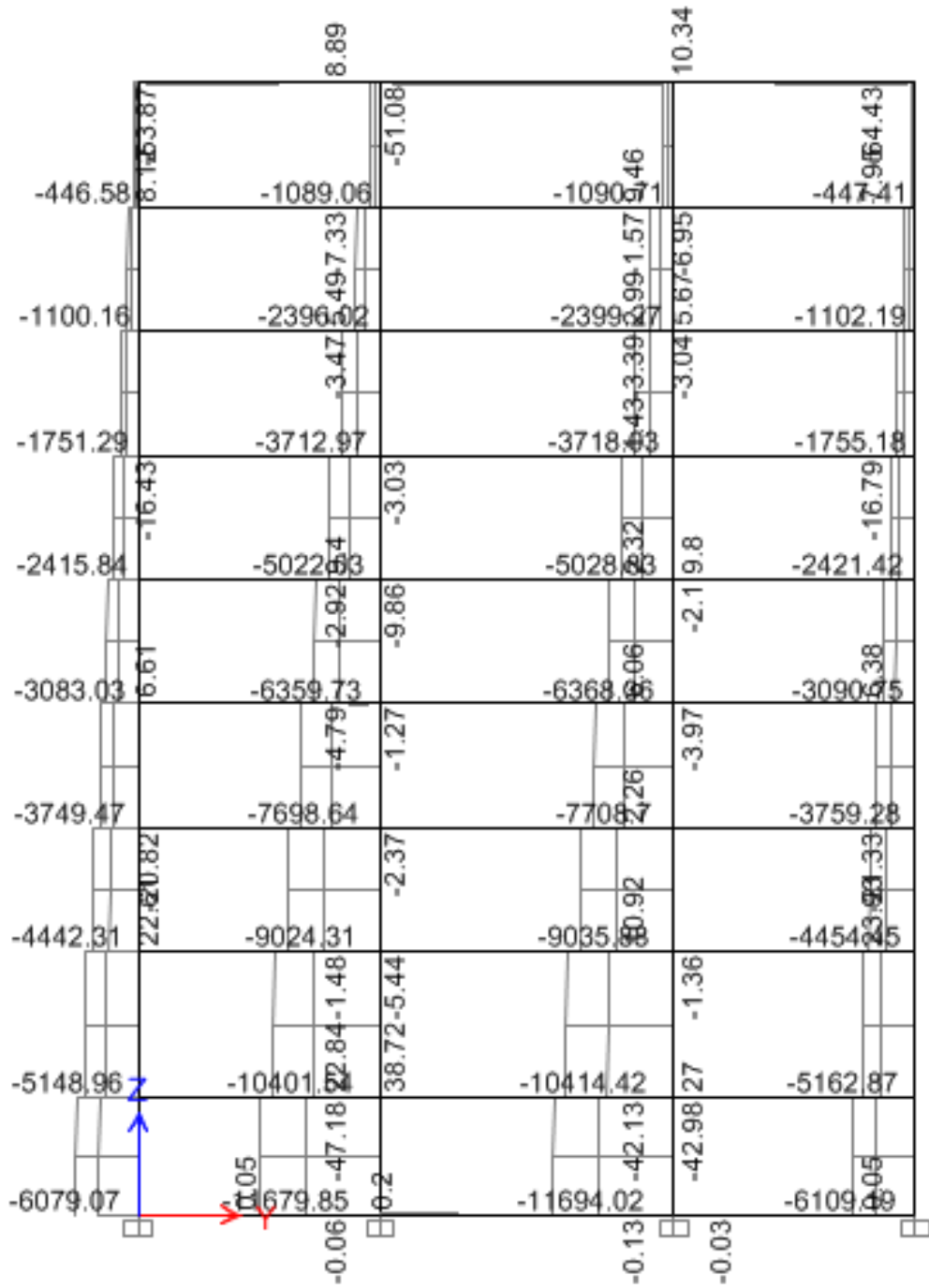
7.4. BIỂU ĐỒ NỘI LỰC TRONG KHUNG TRỤC 2



Hình 7.4 – Biểu đồ bao momen (M3) trong khung trục 2



Hình 7.5 – Biểu đồ bao lực cắt (V2) trong khung trục 2



Hình 7.6 – Biểu đồ bao lực dọc trong khung trục 2

7.5. THIẾT KẾ THÉP DÀM

7.5.1. Tính thép dọc cho dầm

- Chọn biểu đồ bao momen để tính thép dọc của dầm;
- Momen trong dầm của các tầng thay đổi không lớn lên chỉ cần tính toán cho dầm điển hình và bố trí toàn bộ khung.
- Cốt thép dọc trong dầm tính theo tiêu chuẩn TCVN 5574:2012, kết quả như bảng tính sau:

Bảng 7-1 Bảng tính cốt thép dọc dầm khung trục 2

Tên dầm	Vị trí	M_{max} (kNm)	b (mm)	h (mm)	a = a' (mm)	α_m	ξ	C.thép tính	Chọn thép	C.thép chọn	μ_{ch} (%)
	mặt cắt							A_s (cm ²)		A_s (cm ²)	
Dầm nhịp AB - Tầng Trệt	Gối A	-210.09	300	600	50	0.177	0.197	11.61	3 Ø 20 + 2 Ø 18	14.51	0.88
	Nhịp AB	225.26	300	600	50	0.190	0.213	12.56	3 Ø 20 + 2 Ø 18	14.51	0.88
	Gối B	-255.68	300	600	50	0.216	0.246	14.52	3 Ø 20 + 2 Ø 25	19.24	1.17
Dầm nhịp BC - Tầng Trệt	Gối B	-499.45	300	700	50	0.302	0.371	25.84	3 Ø 20 + 4 Ø 25	29.06	1.49
	Nhịp BC	346.80	300	700	50	0.210	0.238	16.59	3 Ø 20 + 2 Ø 25	19.24	0.99
	Gối C	-503.75	300	700	50	0.305	0.375	26.13	3 Ø 20 + 4 Ø 25	29.06	1.49
Dầm nhịp CD - Tầng Trệt	Gối C	-252.72	300	600	50	0.213	0.243	14.33	3 Ø 20 + 2 Ø 25	19.24	1.17
	Nhịp CD	225.09	300	600	50	0.190	0.213	12.55	3 Ø 20 + 2 Ø 18	14.51	0.88
	Gối D	-213.05	300	600	50	0.180	0.200	11.79	3 Ø 20 + 2 Ø 18	14.51	0.88
Dầm nhịp AB - Tầng 2	Gối A	-302.61	300	600	50	0.256	0.301	17.74	3 Ø 25 + 2 Ø 18	19.82	1.20
	Nhịp AB	270.12	300	600	50	0.228	0.263	15.49	3 Ø 25 + 2 Ø 18	19.82	1.20
	Gối B	-315.59	300	600	50	0.266	0.317	18.68	3 Ø 25 + 2 Ø 25	24.54	1.49

Dầm nhịp BC - Tầng 2	Gôi B	-550.68	300	700	50	0.333	0.422	29.42	3 Ø 25 + 4 Ø 25	34.36	1.76
	Nhịp BC	355.53	300	700	50	0.215	0.245	17.08	3 Ø 25 + 2 Ø 18	19.82	1.02
	Gôi C	-555.42	300	700	50	0.336	0.427	29.76	3 Ø 25 + 4 Ø 25	34.36	1.76
Dầm nhịp CD - Tầng 2	Gôi C	-312.31	300	600	50	0.264	0.313	18.44	3 Ø 25 + 2 Ø 25	24.54	1.49
	Nhịp CD	270.35	300	600	50	0.228	0.263	15.50	3 Ø 25 + 2 Ø 18	19.82	1.20
	Gôi D	-306.33	300	600	50	0.259	0.305	18.01	3 Ø 25 + 2 Ø 18	19.82	1.20
Dầm nhịp AB - Tầng 3	Gôi A	-304.45	300	600	50	0.257	0.303	17.87	3 Ø 25 + 2 Ø 18	19.82	1.20
	Nhịp AB	270.77	300	600	50	0.229	0.263	15.53	3 Ø 25 + 2 Ø 18	19.82	1.20
	Gôi B	-326.52	300	600	50	0.276	0.330	19.48	3 Ø 25 + 2 Ø 25	24.54	1.49
Dầm nhịp BC - Tầng 3	Gôi B	-571.25	300	700	50	0.345	0.444	30.95	3 Ø 25 + 4 Ø 25	34.36	1.76
	Nhịp BC	358.17	300	700	50	0.217	0.247	17.22	3 Ø 25 + 2 Ø 18	19.82	1.02
	Gôi C	-577.74	300	700	50	0.349	0.451	31.44	3 Ø 25 + 4 Ø 25	34.36	1.76
Dầm nhịp CD - Tầng 3	Gôi C	-321.89	300	600	50	0.272	0.324	19.14	3 Ø 25 + 2 Ø 25	24.54	1.49
	Nhịp CD	271.05	300	600	50	0.229	0.264	15.55	3 Ø 25 + 2 Ø 18	19.82	1.20
	Gôi D	-309.04	300	600	50	0.261	0.309	18.20	3 Ø 25 + 2 Ø 18	19.82	1.20
Dầm nhịp AB - Tầng 4	Gôi A	-293.72	300	600	50	0.248	0.290	17.11	3 Ø 25 + 2 Ø 18	19.82	1.20
	Nhịp AB	275.61	300	600	50	0.233	0.269	15.86	3 Ø 25 + 2 Ø 18	19.82	1.20
	Gôi B	-326.49	300	600	50	0.276	0.330	19.48	3 Ø 25 + 2 Ø 25	24.54	1.49
Dầm nhịp BC - Tầng 4	Gôi B	-570.96	300	700	50	0.345	0.444	30.92	3 Ø 25 + 4 Ø 25	34.36	1.76
	Nhịp BC	359.21	300	700	50	0.217	0.248	17.28	3 Ø 25 + 2 Ø 18	19.82	1.02
	Gôi C	-577.40	300	700	50	0.349	0.451	31.41	3 Ø 25 + 4 Ø 25	34.36	1.76
Dầm nhịp CD - Tầng 4	Gôi C	-321.94	300	600	50	0.272	0.324	19.14	3 Ø 25 + 2 Ø 25	24.54	1.49
	Nhịp CD	275.94	300	600	50	0.233	0.269	15.88	3 Ø 25 + 2 Ø 18	19.82	1.20
	Gôi D	-298.42	300	600	50	0.252	0.296	17.44	3 Ø 25 + 2 Ø 18	19.82	1.20

Dầm nhịp AB - Tầng 5	Gôi A	-293.61	300	600	50	0.248	0.290	17.11	3 Ø 25	+	2 Ø 18	19.82	1.20
	Nhịp AB	273.52	300	600	50	0.231	0.266	15.72	3 Ø 25	+	2 Ø 18	19.82	1.20
	Gôi B	-319.28	300	600	50	0.270	0.321	18.95	3 Ø 25	+	2 Ø 25	24.54	1.49
Dầm nhịp BC - Tầng 5	Gôi B	-555.87	300	700	50	0.336	0.427	29.80	3 Ø 25	+	4 Ø 25	34.36	1.76
	Nhịp BC	360.93	300	700	50	0.218	0.249	17.38	3 Ø 25	+	2 Ø 18	19.82	1.02
	Gôi C	-561.79	300	700	50	0.340	0.434	30.24	3 Ø 25	+	4 Ø 25	34.36	1.76
Dầm nhịp CD - Tầng 5	Gôi C	-315.01	300	600	50	0.266	0.316	18.63	3 Ø 25	+	2 Ø 25	24.54	1.49
	Nhịp CD	273.84	300	600	50	0.231	0.267	15.74	3 Ø 25	+	2 Ø 18	19.82	1.20
	Gôi D	-297.24	300	600	50	0.251	0.294	17.36	3 Ø 25	+	2 Ø 18	19.82	1.20
Dầm nhịp AB - Tầng 6	Gôi A	-274.32	300	600	50	0.232	0.267	15.77	3 Ø 25	+	2 Ø 18	19.82	1.20
	Nhịp AB	275.60	300	600	50	0.233	0.269	15.86	3 Ø 25	+	2 Ø 18	19.82	1.20
	Gôi B	-324.77	300	600	50	0.274	0.328	19.35	3 Ø 25	+	2 Ø 25	24.54	1.49
Dầm nhịp BC - Tầng 6	Gôi B	-556.13	300	700	50	0.336	0.428	29.82	3 Ø 25	+	4 Ø 25	34.36	1.76
	Nhịp BC	363.76	300	700	50	0.220	0.252	17.54	3 Ø 25	+	2 Ø 18	19.82	1.02
	Gôi C	-561.41	300	700	50	0.339	0.433	30.21	3 Ø 25	+	4 Ø 25	34.36	1.76
Dầm nhịp CD - Tầng 6	Gôi C	-320.88	300	600	50	0.271	0.323	19.06	3 Ø 25	+	2 Ø 25	24.54	1.49
	Nhịp CD	275.95	300	600	50	0.233	0.269	15.88	3 Ø 25	+	2 Ø 18	19.82	1.20
	Gôi D	-278.54	300	600	50	0.235	0.272	16.06	3 Ø 25	+	2 Ø 18	19.82	1.20
Dầm nhịp AB - Tầng 7	Gôi A	-258.04	300	600	50	0.218	0.249	14.68	3 Ø 25	+	2 Ø 18	19.82	1.20
	Nhịp AB	280.29	300	600	50	0.237	0.274	16.18	3 Ø 25	+	2 Ø 18	19.82	1.20
	Gôi B	-317.49	300	600	50	0.268	0.319	18.82	3 Ø 25	+	2 Ø 25	24.54	1.49
Dầm nhịp BC - Tầng 7	Gôi B	-546.13	300	700	50	0.330	0.417	29.09	3 Ø 25	+	4 Ø 25	34.36	1.76
	Nhịp BC	363.16	300	700	50	0.220	0.251	17.50	3 Ø 25	+	2 Ø 25	24.54	1.26
	Gôi C	-550.59	300	700	50	0.333	0.422	29.41	3 Ø 25	+	4 Ø 25	34.36	1.76

Dầm nhịp CD - Tầng 7	Gôi C	-314.24	300	600	50	0.265	0.315	18.58	3 Ø 25 + 2 Ø 25	24.54	1.49
	Nhịp CD	280.68	300	600	50	0.237	0.275	16.21	3 Ø 25 + 2 Ø 18	19.82	1.20
	Gôi D	-261.41	300	600	50	0.221	0.253	14.90	3 Ø 25 + 2 Ø 18	19.82	1.20
Dầm nhịp AB - Tầng 8	Gôi A	-259.34	300	600	50	0.219	0.250	14.77	3 Ø 25 + 2 Ø 18	19.82	1.20
	Nhịp AB	278.66	300	600	50	0.235	0.272	16.07	3 Ø 25 + 2 Ø 18	19.82	1.20
	Gôi B	-300.94	300	600	50	0.254	0.299	17.62	3 Ø 25 + 2 Ø 18	19.82	1.20
Dầm nhịp BC - Tầng 8	Gôi B	-532.83	300	700	50	0.322	0.404	28.14	3 Ø 25 + 4 Ø 25	34.36	1.76
	Nhịp BC	362.41	300	700	50	0.219	0.250	17.46	3 Ø 25 + 2 Ø 18	19.82	1.02
	Gôi C	-536.00	300	700	50	0.324	0.407	28.36	3 Ø 25 + 4 Ø 18	24.90	1.28
Dầm nhịp CD - Tầng 8	Gôi C	-298.56	300	600	50	0.252	0.296	17.45	3 Ø 25 + 2 Ø 18	19.82	1.20
	Nhịp CD	279.05	300	600	50	0.236	0.273	16.10	3 Ø 25 + 2 Ø 18	19.82	1.20
	Gôi D	-262.13	300	600	50	0.221	0.253	14.95	3 Ø 25 + 2 Ø 18	19.82	1.20
Dầm nhịp AB - Tầng sân thượng	Gôi A	-138.52	300	600	50	0.117	0.125	7.36	2 Ø 18 + 1 Ø 20	8.23	0.50
	Nhịp AB	219.50	300	600	50	0.185	0.207	12.19	2 Ø 18 + 3 Ø 18	12.72	0.77
	Gôi B	-246.61	300	600	50	0.208	0.236	13.93	2 Ø 18 + 2 Ø 25	14.91	0.90
Dầm nhịp BC - Tầng sân thượng	Gôi B	-393.74	300	700	50	0.238	0.276	19.25	2 Ø 18 + 4 Ø 25	24.72	1.27
	Nhịp BC	292.96	300	700	50	0.177	0.196	13.69	2 Ø 18 + 2 Ø 25	14.91	0.76
	Gôi C	-396.29	300	700	50	0.240	0.278	19.40	2 Ø 18 + 4 Ø 25	24.72	1.27
Dầm nhịp CD - Tầng sân thượng	Gôi C	-244.78	300	600	50	0.207	0.234	13.81	2 Ø 18 + 2 Ø 25	14.91	0.90
	Nhịp CD	219.81	300	600	50	0.186	0.207	12.21	2 Ø 18 + 3 Ø 18	12.72	0.77
	Gôi D	-140.30	300	600	50	0.118	0.126	7.46	2 Ø 18 + 1 Ø 20	8.23	0.50

7.5.2. Tính thép đai cho dầm

- Căn cứ vào biểu đồ bao lực cắt, nhận thấy lực cắt các dầm của các tầng thay đổi không đáng kể nên tính toán cho một dầm và bố trí toàn bộ khung.
- Trong một dầm tính toán tại 2 vị trí: gối và 1/4 dầm; trường hợp bê tông đủ khả năng chịu lực thì cũng cần đặt đai theo cấu tạo.
- Thép đai trong dầm được tính toán dựa vào tiêu chuẩn TCVN 5574 : 2012, kết quả như bảng tính sau:

Bảng 7-2 Bảng tính cốt thép dọc dầm khung trục 2

Tên dầm	Vị trí	Q_{max}	b	h	Kiểm tra khả năng chịu cắt của bê tông	Bước tốt đai				Bố trí cốt đai	K.tr điều kiện phá hoại theo ứng suất nén chính
		(kN)	(mm)	(mm)		S_{tt} (mm)	S_{max} (mm)	S_{ct} (mm)	S_{chon} (mm)		
Dầm nhịp biên AB, CD	Gối	265.05	300	600	Tính đai chịu cắt	191	540	200	150	Ø8 a150	Thỏa
	1/4 Nhịp	199.08	300	600	Tính đai chịu cắt	339	719	450	300	Ø8 a300	Thỏa
Dầm nhịp giữa BC	Gối	394.79	300	700	Tính đai chịu cắt	118	498	233	150	Ø8 a150	Thỏa
	1/4 Nhịp	311.24	300	700	Tính đai chịu cắt	190	632	500	300	Ø8 a300	Thỏa

7.5.3. Thép đai gia cường vị trí 2 dầm giao nhau

Tại vị trí giao nhau giữa dầm chính và dầm phụ có 1 lực tập trung từ dầm phụ truyền vào dầm chính, tại đây phải tính toán cốt đai gia cường hoặc cốt thép vai bờ để tránh sự phá hoại cục bộ của dầm chính. Sinh viên chọn cách chỉ tính toán cốt đai gia cường cho dầm nếu vẫn không đủ chịu lực tập trung thì tính toán thêm cốt vai bờ.

Lực tập trung lớn nhất có giá trị $P_{\max} = 130.2 \text{ kN}$

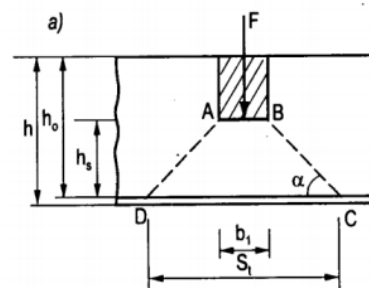
Chọn đai $\Phi 8$, 2 nhánh ($n = 2$, $a_{sw} = 0.502 \text{ cm}^2$);

$$h_s = h_o - h_{dp} = 700 - 50 - 500 = 150 \text{ mm}$$

Số lượng cốt đai cần gia cường là:

$$N = \frac{P_{\max} \times \left(1 - \frac{h_s}{h_o}\right)}{n \times a_{sw} \times R_{sw}} = \frac{130.2 \times \left(1 - \frac{15}{65}\right)}{2 \times 0.502 \times 17.5} = 5.7$$

→ chọn 6 đai, bố trí mỗi bên 3 đai với khoảng cách 50 mm.



7.6. THIẾT KẾ THÉP CỘT

7.6.1. Tính thép dọc cho cột

- Các cặp nội lực tính cho cột lệch tâm xiên:
 - + Cặp 1: $N_{\max}, |M_x^{t.u}|, |M_y^{t.u}|$
 - + Cặp 2: $|M_x^{\max}|, N^{t.u}, |M_y^{t.u}|$
 - + Cặp 3: $|M_y^{\max}|, N^{t.u}, |M_x^{t.u}|$
 - + Cặp 4: $e_x^{\max}, e_y^{t.u}$
 - + Cặp 5: $e_y^{\max}, e_x^{t.u}$
 - + Cặp 6: M và N cùng lớn
- Đối với trường hợp 6 là khó có thể xác định được, do đó đơn giản chỉ cần lọc tính cho 5 trường hợp còn lại. Tuy nhiên để kết quả chính xác nhất sinh viên **tính toán cho tất cả các tổ hợp với momen và lực dọc tương ứng, sau đó lọc lấy giá trị thép lớn nhất.**
- Cột thép cột tính theo phương pháp cột lệch tâm xiên của thầy Nguyễn Đình Cống, kết quả như bảng tính trang bên:

Bảng 7-3 Bảng tổng hợp cốt thép dọc của cột biên C13

Tầng	Tổ hợp Tải trọng	P	$M_y = M_{22}$	$M_x = M_{33}$	$C_y = t_2$	$C_x = t_3$	a	Trường hợp tính toán	A_{st}	Chọn thép	μ_{ch}
		(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(mm)	(mm)	(mm)		(cm ²)		(%)
Tầng trệt	Comb1-12	-6079.07	-37.97	-60.19	500	700	50	LTRB	66.09	16 Ø 25	2.24
Tầng 2	Comb5-13	-5077.20	-36.65	-278.02	500	700	50	LTRB	50.48	16 Ø 22	1.74
Tầng 3	Comb5-12	-4308.27	37.98	292.00	500	700	50	LTRB	29.66	16 Ø 20	1.44
Tầng 4	Comb5-13	-3637.04	21.47	224.82	400	600	50	LTRB	47.64	16 Ø 20	2.09
Tầng 5	Comb5-13	-3019.37	-21.85	-228.86	400	600	50	LTRB	31.71	16 Ø 18	1.70
Tầng 6	Comb1	-1758.46	-12.76	-158.13	400	600	50	LTRB	9.60	16 Ø 18	1.70
Tầng 7	Comb5-12	-1665.43	18.71	195.86	400	500	50	LTRB	25.03	8 Ø 20	1.26
Tầng 8	Comb5-13	-1026.73	17.36	194.43	400	500	50	LTL	10.33	8 Ø 20	1.26
San thương	Comb1-12	-406.44	26.30	230.82	400	500	50	LTL	30.00	8 Ø 22	1.52

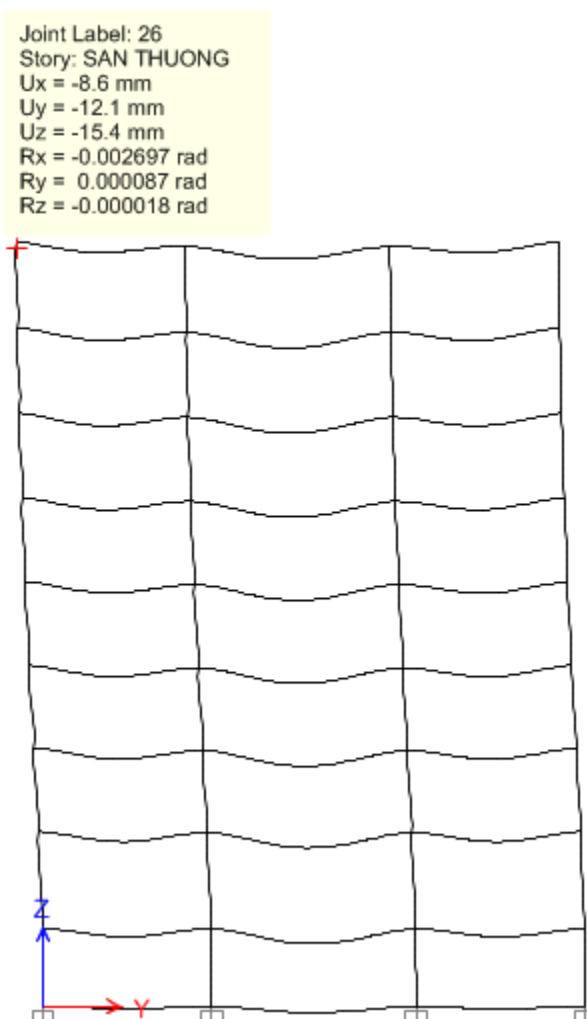
* Bảng tính toán chi tiết các trường hợp tải trọng xem ở phụ lục thuyết minh.

Bảng 7-4 Bảng tổng hợp cốt thép dọc của cột giữa C17

Tầng	Tổ hợp	P	$M_y = M_{22}$	$M_x = M_{33}$	$C_y = t_2$	$C_x = t_3$	a	Trường hợp tính toán	A_{st}	Chọn thép	μ_{ch}
	Tải trọng	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(mm)	(mm)	(mm)		(cm ²)		(%)
Tầng trệt	Comb1-12	-11679.85	-18.15	-48.60	700	900	50	LTRB	138.99	24 Ø 28	2.35
Tầng 2	Comb1-12	-10401.54	-29.17	-176.81	700	900	50	LTRB	100.03	24 Ø 25	1.87
Tầng 3	Comb1-13	-9024.31	-68.91	-117.66	600	800	50	LTRB	110.37	24 Ø 25	2.45
Tầng 4	Comb1-12	-7698.64	-66.30	-148.05	600	800	50	LTRB	69.51	24 Ø 20	1.57
Tầng 5	Comb1-13	-6359.73	-87.08	-146.25	600	800	50	LTRB	28.25	16 Ø 18	0.85
Tầng 6	Comb1-12	-5022.03	-60.70	-115.97	500	700	50	LTRB	33.65	16 Ø 18	1.16
Tầng 7	Comb1	-2652.14	-61.87	-113.63	500	700	50	LTRB	14.00	16 Ø 18	1.16
Tầng 8	Comb1	-1679.87	-62.07	-108.87	500	700	50	LTRB	14.00	16 Ø 18	1.16
Sàn thượng	Comb1	-711.22	-65.38	-113.17	500	700	50	LTL	14.00	16 Ø 18	1.16

*Bảng tính toán chi tiết các trường hợp tải trọng xem ở phụ lục thuyết minh.

7.7. KIỂM TRA ỔN ĐỊNH TỔNG THỂ CÔNG TRÌNH



Hình 7.7 – Chuyển vị tại đỉnh công trình

Theo mục 2.6.3 tiêu chuẩn TCXD 198 :1997, điều kiện kiểm tra độ cứng của công

trình: $\frac{f}{H} \leq \frac{1}{500}$.

- Chuyển vị tại đỉnh công trình: $f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{12.1^2 + 8.6^2} = 14.8\text{mm}$

- Tổng chiều cao công trình (tính từ cao trình mặt ngầm): $H = 36.2\text{ m}$

$$\Rightarrow \frac{f}{H} = \frac{14.8}{36200} \leq \frac{1}{500} \text{ (thỏa)}$$

CHƯƠNG 8: THIẾT KẾ MÓNG KHUNG TRỤC 2

8.1. ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH

8.1.1. Địa tầng

Được sự đồng ý của thầy hướng dẫn, sinh viên sử dụng địa chất bên dưới để áp dụng vào tính toán nền móng công trình trong đồ án của sinh viên

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 đất san lấp**

Bề dày $h = 1,5\text{m}$, nằm từ mặt đất tự nhiên sâu từ $-1,2\text{m}$ đến $-2,7\text{m}$

- **Lớp 1: Bùn sét xám xanh, xám đen, trạng thái dẻo mềm**

Bề dày $h = 17\text{m}$, độ sâu từ $-2,7\text{m}$ đến $-19,7\text{m}$

- **Lớp 2 : Sét pha nâu vàng, trạng thái dẻo mềm**

Bề dày $h = 6,8\text{m}$, độ sâu từ $-19,7\text{m}$ đến $-26,5\text{m}$.

- **Lớp 3: Cát pha nâu vàng, trạng thái dẻo**

Bề dày $h = 1,2\text{m}$, độ sâu từ $-26,5\text{m}$ đến $-27,7\text{m}$

- **Lớp 4: Sét pha nâu vàng, đốm trắng, trạng thái dẻo mềm**

Bề dày $h = 4,2\text{m}$, độ sâu từ $-27,7\text{m}$ đến $-31,9\text{m}$

- **Lớp 5: Sét xám - xanh vàng, trạng thái dẻo**

Bề dày $h = 4,6\text{m}$, độ sâu từ $-31,9\text{m}$ đến $-36,5\text{m}$

- **Lớp 6: Cát hạt trung đến thô màu xám trắng, trạng thái chặt vừa**

Bề dày $h = 13,8\text{m}$, độ sâu từ $-36,5\text{m}$ đến $-50,0\text{m}$

Bảng 8-1 Chỉ tiêu cơ lý các lớp đất

Lớp	Tên đất	Bề dày	Dung trọng tự nhiên	Dung trọng khô	Dung trọng đầy nổi	Độ ẩm tự nhiên	Chỉ số SPT	Góc nội ma sát	Chỉ số xuyên tiêu chuẩn	Lực dính kết	Độ sệt	Mô đuy n tổng biến dạng
		H	γ_w	γ_d	γ_{dn}	W	N_{30}	φ	q_c	C_{II}	I_L	$E_{100-200}$
		(m)	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³	(%)		(°)	kN/m ²	kN/m ²		kN/m ²
-	Đất san lấp	1,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	Bùn sét xám đen dẻo mềm	17	14,1	8,1	9,5	73,3	1	5°37'	554,2	5,8	1,0	960
2	Sét pha nâu vàng dẻo	6,8	20,1	16,2	10,2	24,1	9	9°30'	1150,5	17,3	0,53	7230
3	Cát pha dẻo	1,2	20,2	17,2	10,6	17,6	20	24°30'	9478,0	3,3	-	12670
4	Sét pha nâu vàng dẻo	4,2	19,8	16,2	10,4	22,5	10	9°40'	1260,8	17,4	0,52	6340
5	Sét xám xanh dẻo	4,6	20,2	16,3	10,5	23,80	15	15°20'	3134,5	23,8	0,40	8580

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 đuyyn tổng biến dạng
		H	γ_w	γ_d	γ_{dn}	W	N_{30}	φ	q_c	C_{II}	I_L	$E_{100-200}$
		(m)	kN/m^3	kN/m^3	kN/m^3	(%)		($^\circ$)	kN/m^2	kN/m^2		kN/m^2
6	Cát hạt trung xám trắng chặt vừa	13,8	20,3	17,1	10,8	18,70	24	$20^\circ 30'$	11378	3,1	-	14500

8.1.2. Đánh giá điều kiện địa chất

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. Trong đồ án, sinh viên đánh giá tính chất của đất nền chủ yếu dựa vào 2 thông số chính là modun tổng biến dạng E_0 và góc ma sát trong φ

- Lớp đất san lấp

Trên mặt là đất san lấp gồm cát, sạn sỏi, có chiều dày trung bình 1,5m, lớp đất này được loại bỏ khi làm tầng hầm.

- Lớp 1 : Bùn sét xám xanh, xám đen, trạng thái dẻo mềm

Lớp này có modun biến dạng $E_0 < 5000 \text{ kN/m}^2$ và góc ma sát trong $\varphi = 5^{\circ}37' < 10^{\circ}$.

→ Do đó lớp đất 1 thuộc lớp chịu tải yếu

- Lớp 2: Sét pha nâu vàng, trạng thái dẻo mềm

Lớp này có modun biến dạng $5000 < E_0 = 7230 < 10000 \text{ kN/m}^2$ và góc ma sát trong $\varphi = 9^{\circ}30' < 10^{\circ}$.

→ Do đó lớp đất 2 thuộc lớp chịu tải tương đối yếu

- Lớp 3: Cát pha nâu vàng, trạng thái dẻo

Lớp này có modun biến dạng $E_0 = 12670 > 10000 \text{ kN/m}^2$ và góc ma sát trong $\varphi = 24^{\circ}30' > 20^{\circ}$.

→ Do đó lớp đất 3 thuộc lớp chịu tải tốt, tuy nhiên bề dày nhỏ chỉ có 1.1m, và không sâu lắm do vậy đặt móng cọc lên lớp đất này không khả thi.

- Lớp 4: Sét pha nâu vàng, đốm trắng, trạng thái dẻo mềm

Lớp này có modun biến dạng $5000 < E_0 = 6340 < 10000 \text{ kN/m}^2$ và góc ma sát trong $\varphi = 9^{\circ}40' < 10^{\circ}$.

→ Do đó lớp đất 4 thuộc lớp chịu tải tương đối yếu

- Lớp 5: Sét xám - xanh vàng, trạng thái dẻo

Lớp này có modun biến dạng $5000 < E_0 = 8580 < 10000 \text{ kN/m}^2$ và góc ma sát trong $10^{\circ} < \varphi = 15^{\circ}20' < 20^{\circ}$.

→ Do đó lớp đất 5 thuộc lớp chịu tải trung bình

- Lớp 6: Cát hạt trung đến thô màu xám trắng, trạng thái chặt vừa

Lớp này có modun biến dạng $E_0 = 14500 > 10000 \text{ kN/m}^2$ và góc ma sát trong $\varphi = 20^{\circ}30' > 20^{\circ}$.

→ Do đó lớp đất 6 thuộc lớp chịu tải tốt

8.1.3. Đánh giá điều kiện địa chất thủy văn

Nước ngầm ở khu vực qua khảo sát nhận dao động tùy theo mùa. Mực nước tĩnh mà ta quan sát thấy nằm ở độ sâu -4,5m so với mặt đất tự nhiên. Khi thi công tầng hầm ở độ sâu -2,1m so với mặt đất tự nhiên thì nước ngầm ít ảnh hưởng đến công trình nên khá thuận lợi, không cần phương án tháo khô hố móng.

8.2. LỰA CHỌN GIẢI PHÁP MÓNG CHO CÔNG TRÌNH

Công trình có nhịp khá lớn **8,0m – 8,5m** và quy mô công trình là **9 tầng** nên tải trọng truyền xuống móng là khá lớn nên các giải pháp móng có thể xét đến là:

- Móng nông: chỉ có thể là móng bè, có thể sử dụng móng bè trên nền cọc tuy nhiên cần phải kiểm tra cường độ đất nền.
- Móng sâu: gồm móng cọc ép và cọc khoan nhồi.

8.2.1. Giải pháp móng nông

Kiểm tra điều kiện làm việc đàn hồi của các lớp đất dưới móng bè :

Sơ bộ chọn chiều dày móng bè 1,5m, diện tích móng bè bằng diện tích tầng hầm bằng:

$$40,5 \text{ m} \times 22,5 \text{ m} = 911,25 \text{ m}^2$$

Cường độ tiêu chuẩn của đất dưới đáy đài (theo QPXD 45 – 78)

$$R_{tc} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (A.b.\gamma + B.h.\gamma' + D.c_{II})$$

Trong đó:

- k_{tc} hệ số độ tin cậy, $k_{tc} = 1,1$ vì các đặc trưng tính toán lấy trực tiếp từ các bảng thống kê
- $m_1 = 1,1$ – hệ số điều kiện làm việc của đất nền - đối với bùn sét có độ sệt $> 0,5$ lấy $m_1 = 1,1$
- $m_2 = 1.0$ – hệ số điều kiện làm việc của công trình tác động qua lại với đất nền, phụ thuộc vào tỷ lệ kích thước công trình $L/B = 40,5/32,8 = 1.2 < 1,5$, lấy $m_2 = 1.0$
- $\gamma = \gamma' = 14,1 \text{ kN/m}^3$
- $C_{II} = 5,8 \text{ kN/m}^2$
- $\varphi = 5^\circ 37'$

$$\rightarrow A = \frac{0,25\pi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} = 0,075;$$

$$B = 1 + \frac{\pi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} = 1,32;$$

$$D = \frac{\pi \cot g\varphi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} = 3,61$$

$$\rightarrow R^{tc} = \frac{1,1 \times 1}{1} \times (0,075 \times 26 \times 14,1 + 1,32 \times 1,5 \times 14,1 + 3,61 \times 5,8) = 84 \text{ kN/m}^2$$

Ứng suất dưới đáy khối móng quy ước:

$$\sigma = \frac{\sum N + P_{mb}}{A_{mb}} = \frac{193740 + 34171}{911,25} = 250 \text{ kN/m}^2 > R^{tc} = 84 \text{ kN/m}^2$$

Trong đó:

- A_{mb} : diện tích móng bè, $A_{mb} = 26 \times 46 = 911,25 \text{ m}^2$

- P_{mb} : trọng lượng của móng bè, $P_{mb} = A_{mb} \cdot h \cdot \gamma_{bt} = 911,25 \times 1,5 \times 25 = 34171 \text{ kN}$

→ Muốn làm giải pháp móng bè cần phải gia cố đất nền, tuy nhiên quy mô công trình lớn, sẽ dẫn đến việc gia cố phức tạp, chi phí cao, ... do vậy phương án móng bè trong trường hợp này đối với công trình là *không khả thi*.

8.2.2. Giải pháp móng sâu

Địa chất công trình có lớp đất thứ 6 có khả năng chịu tải tốt, độ sâu khoảng từ -31,6 đến -50.0m. Bên cạnh đó nhịp của công trình lớn, nên tải truyền xuống chân cột cũng đáng kể, do vậy lớp đất thứ 6 được lựa chọn để đặt cọc là thích hợp.

Trong đồ án sinh viên tính toán với phương án **móng cọc ép bê tông cốt thép**

PHƯƠNG ÁN MÓNG CỌC ÉP

8.3. CÁC LOẠI TẢI TRỌNG DÙNG ĐỂ TÍNH TOÁN

Móng công trình được tính toán theo giá trị nội lực nguy hiểm nhất truyền xuống chân cột, bao gồm:

(N_{max} , M_{tur} và Q_{tur})

(M_{max} , N_{tur} và Q_{tur})

Tùy thuộc theo số liệu, sinh viên tính toán với 1 trong 2 tổ hợp trên rồi sau đó kiểm tra với tổ hợp còn lại

8.3.1. Tải trọng tính toán

Tải trọng tính toán được sử dụng để tính nền móng theo trạng thái giới hạn thứ I. Vì khung đối xứng nên chỉ cần tính móng cho cột biên trục 2-C và cột giữa trục 2-D, từ bảng tổ hợp nội lực sinh viên chọn ra các tổ hợp nguy hiểm nhất để tính toán cho móng khung trục 5

Bảng 8-2 Tổ hợp tải trọng tính toán tại chân cột biên khung trục 2

VỊ TRÍ CỘT	TỔ HỢP	N (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	Q_x (kN)	Q_y (kN)
CỘT BIÊN	$N_{max}, M_x, M_y, Q_x, Q_y$	6497.1	95.2	93.3	511.6	142.3
	$N, M_{xmax}, M_y, Q_x, Q_y$	4531.0	126.9	69.1	620.0	116.1
	$N, M_x, M_{ymax}, Q_x, Q_y$	6241.2	90.9	158.8	585.2	136.2

Bảng 8-3 Tổ hợp tải trọng tính toán tại chân cột giữa khung trục 2

VỊ TRÍ CỘT	TỔ HỢP	N (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	Q_x (kN)	Q_y (kN)
CỘT BIÊN	$N_{max}, M_x, M_y, Q_x, Q_y$	12667.0	153.0	20.1	10.4	55.9
	$N, M_{xmax}, M_y, Q_x, Q_y$	9383.6	156.7	19.7	11.4	44.2
	$N, M_x, M_{ymax}, Q_x, Q_y$	8335.6	-77.4	56.8	56.1	-38.1

8.3.2. Tải trọng tiêu chuẩn

Tải trọng tiêu chuẩn được sử dụng để tính toán nền móng theo trạng thái giới hạn thứ II. Tải trọng lên móng đã xác định là tải trọng tính toán, muốn có tổ hợp các tải trọng tiêu chuẩn lên móng đúng ra phải làm bảng tổ hợp nội lực chân cột khác bằng cách nhập tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên công trình. Tuy nhiên, để đơn giản quá trình tính toán quy phạm cho phép dùng hệ số vượt tải trung bình $n = 1,15$.

Vậy tải trọng tiêu chuẩn nhận lấy các tổ hợp tải trọng tính toán chia cho hệ số vượt tải trung bình $n = 1,15$.

Bảng 8-4 Tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn tại chân cột biên khung trục 5

VỊ TRÍ CỘT	TỔ HỢP	N (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	Q _x (kN)	Q _y (kN)
CỘT BIÊN	N _{max} , M _x , M _y , Q _x , Q _y	5649.6	82.7	81.1	444.9	123.7
	N, M _{xmax} , M _y , Q _x , Q _y	3940.0	110.4	60.1	539.2	101.0
	N, M _x , M _{ymax} , Q _x , Q _y	5427.1	79.1	138.1	508.8	118.4

Bảng 8-5 Tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn tại chân cột giữa khung trục 2

VỊ TRÍ CỘT	TỔ HỢP	N (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	Q _x (kN)	Q _y (kN)
CỘT GIỮA	N _{max} , M _x , M _y , Q _x , Q _y	11014.8	133.0	17.4	9.1	48.6
	N, M _{xmax} , M _y , Q _x , Q _y	8159.7	136.3	17.2	9.9	38.5
	N, M _x , M _{ymax} , Q _x , Q _y	7248.3	-67.3	49.4	48.8	-33.1

8.4. CÁC GIẢ THUYẾT TÍNH TOÁN

Móng cọc được quan niệm là móng cọc đài thấp, việc thiết kế chấp nhận một số giả thiết sau:

- + Đài cọc xem như tuyệt đối cứng khi tính toán lực truyền xuống cọc.
- + Tải trọng của công trình qua đài cọc chỉ truyền xuống lên các cọc chứ không trực tiếp truyền lên phần đất nằm giữa các cọc tại mặt tiếp giáp với cọc.
- + Khi kiểm tra cường độ của đất nền và khi xác định độ lún của móng cọc thì người ta coi móng cọc như một khối móng quy ước bao gồm cọc và các phần đất ở giữa các cọc. Vì việc tính móng khối quy ước giống như tính toán móng nông trên nền thiên nhiên (bỏ qua ma sát ở mặt bên móng) cho nên trị số

moment của tải trọng ngoài tại đáy móng quy ước được giảm đi một cách gần đúng bằng trị số moment của tải trọng ngoài so với cao trình đáy đài.

+ Giằng móng làm việc như dầm trên nền đàn hồi, giằng truyền một phần tải trọng xuống đất và một phần truyền vào đài. Tuy nhiên lực truyền này là khá nhỏ. Ngoài ra theo sơ đồ tính khung ta coi cột và móng ngầm cứng nên một cách gần đúng ta bỏ qua sự làm việc của giằng móng và trọng lượng bản thân của giằng móng

8.5. THIẾT KẾ MÓNG M1 (TẠI CỘT BIÊN KHUNG TRỤC 2)

8.5.1. Cấu tạo đài cọc và cọc

8.5.1.1. Đài cọc

Bê tông cấp độ bền B25 ($R_b = 14,5 \text{ MPa}$)

Cốt thép chịu lực AIII ($R_s = 365 \text{ MPa}$)

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 $2,2 + 1,2 = 3,4 \text{ m}$ (trong đó 2,2m là khoảng cách từ mặt đất tự nhiên đến sàn tầng hầm, 1,2m là chiều cao sơ bộ của đài).

8.5.1.2. Cọc ép bê tông cốt thép

Bê tông cấp độ bền B25 ($R_b = 14,5 \text{ MPa}$)

Cốt thép chịu lực AII ($R_s = 280 \text{ MPa}$)

Cốt thép đai AI ($R_s = 225 \text{ MPa}$)

Để tạo nên sự hợp lý trong giải pháp móng cọc nên sinh viên chọn vật liệu như trên nhằm đạt được sự tương xứng giữa sức chịu tải vật liệu và sức chịu tải đất nền trong điều kiện nền đất yếu.

Trong đồ án sinh viên chọn cọc bê tông cốt thép vuông cạnh $d = 350 \text{ mm}$ phù hợp với điều kiện đất nền và khả năng thi công cọc ép hiện nay.

Mũi cọc cắm sâu vào lớp đất cát trung trạng thái chặt vừa (lớp 7) một đoạn 5,8m. Do đó chiều sâu mũi cọc tính từ lớp đất tự nhiên $1,5 + 17 + 6,8 + 1,2 + 4,2 + 4,6 + 2 = 37,3 \text{ m}$.

Chiều dài cọc (tính từ đáy đài đến mũi cọc) là: $42,5 - 3,2 = 34,1 \text{ m}$.

Cốt thép dọc chịu lực giả thiết là $12\phi 14$ có $A_s = 18,47 \text{ cm}^2$, $\mu = 1,3\%$.

8.5.2. Xác định sức chịu tải của cọc

8.5.2.1. Sức chịu tải của cọc theo vật liệu.

Sức chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc được xác định theo công thức:

$$Q_{a(VL)} = \varphi \cdot (R_b \cdot A_b + R_s \cdot A_s)$$

Trong đó:

- φ : hệ số uốn dọc của cọc, phụ thuộc độ mảnh $\lambda = l_0/b$ của cọc,

Tra bảng: (tham khảo sách phân tích và tính toán móng cọc của thầy Võ Phán) ta được $\varphi = 0,93$

- A_s : là diện tích thép : $A_s = 16,08 \text{ cm}^2 = 0,0016 \text{ m}^2$
- A_b : là diện tích bê tông : $A_b = 1225 - 16,08 = 1209 \text{ cm}^2 = 0,121 \text{ m}^2$
- R_b : là cường độ tính toán của bê tông.
- R_s là cường độ tính toán của cốt thép,

$$\rightarrow Q_{a(VL)} = 0,93 \times (1450 \times 0,121 + 36500 \times 0,0016) = 217 \text{ T} = 2170 \text{ kN}$$

8.5.2.2. Sức chịu tải của cọc theo cường độ đất nền (phụ lục B – TCXD 205 : 1998)

Sức chịu tải cực hạn của cọc:

$$Q_u = Q_s + Q_p$$

Sức chịu tải cho phép của cọc:

$$Q_a = \frac{Q_s}{FS_s} + \frac{Q_p}{FS_p}$$

Trong đó:

- Q_s - sức chịu tải cực hạn do ma sát (kN);
- Q_p - sức chịu tải cực hạn do chống mũi (kN);
- FS_s - hệ số an toàn cho thành phần ma sát bên, lấy bằng 1,5-2,0;
- FS_p - hệ số an toàn cho thành phần kháng mũi lấy bằng 2,0-3,0.
- Việc lựa chọn hệ số an toàn cho thành phần ma sát nhỏ hơn hệ số an toàn cho thành phần kháng mũi vì: hai đại lượng trên không đạt cực hạn cùng một lúc, thường ma sát bên đạt cực hạn trước sức kháng mũi.

a) Xác định sức chịu tải cực hạn do ma sát Q_s

Theo công thức (B.1) – TCXD 205 : 1998, sức chịu tải cực hạn do thành phần ma sát được xác định như sau:

$$Q_s = u \sum f_{si} l_i$$

Trong đó:

- $u = 4D = 1.4 \text{ m}$ – chu vi tiết diện cọc (m);
- l_i chiều dài lớp đất thứ i mà cọc đi qua (m).
- $f_{si} = \sigma'_h \tan \varphi_{ai} + C_{ai}$: lực ma sát đơn vị ở giữa lớp đất thứ i tác dụng lên cọc (kN/m^2);

Trong đó:

- + C_{ai} : lực dính giữa thân cọc và đất (kN/m^2); $C_{ai} = c$
- + φ_{ai} : góc ma sát giữa cọc và đất nền, lấy $\varphi_{ai} = \varphi_i$, trong đó là φ_i góc ma sát trong của lớp đất thứ i trước khi hạ cọc
- + σ'_h : ứng suất hữu hiệu của lớp đất thứ i theo phương vuông góc của mặt bên của cọc (kN/m^2);

$$\sigma'_{hi} = \sigma'_{vi} \cdot k_{si}$$

Trong đó :

- + σ'_{vi} : ứng suất hữu hiệu giữa lớp đất thứ i theo phương thẳng đứng;
- + k_{si} : hệ số áp lực ngang của lớp đất thứ i đối với đất cát; $k_{si} = 1 - \sin \varphi_i$
- + k_{si} : hệ số áp lực ngang của lớp đất thứ i đối với đất sét ;
 $k_{si} = 0,19 + 0,233 \log I_p$

Bảng 8-6 Tính toán thành phần ma sát xung quanh cọc

Lớp đất	Cao độ giữa lớp đất (tính từ đáy móng)	L_i	γ	C_a	φ_a	m_{c1}	σ'_h	f_{si}	$m_{c1} \cdot f_{si} \cdot L_{si}$
		(m)	(kN/m^3)	(kN/m^3)	(độ)		(kN/m^2)	(kN/m^2)	(kN/m)
Lớp 1	-0.2	1.1	14.1	5.8	4.6	7.8	7.1	6.4	7.0
	-7.4	14.0	9.5	5.8	4.6	77.0	70.8	11.5	161.2
Lớp 2	-17.8	6.8	10.2	17.3	8.5	188.7	160.8	41.3	281.1

Lớp đất	Cao độ giữa lớp đất (tính từ đáy móng)	L_i	γ	C_a	φ_a	m_{c1}	σ'_h	f_{si}	$m_{c1} \cdot f_{si} \cdot L_{si}$
		(m)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(độ)		(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m)
Lớp 3	-21.8	1.2	10.6	3.3	23.3	238.5	144.2	65.4	78.5
Lớp 4	-24.5	4.2	10.4	17.4	8.7	262.1	222.6	51.3	215.6
Lớp 5	-28.9	4.6	10.5	23.8	14.3	310.8	233.9	83.5	384.3
Lớp 6	-33.95	2.0	10.8	3.1	20.5	355.3	230.9	89.4	178.8
$\sum m_{c1} f_{si} \cdot L_i$									1306,56

$$\rightarrow Q_s = 1,4 \times 1306,56 = 1829,2 \text{ kN}$$

b) Sức chịu tải cực hạn do kháng mũi Q_p

$$Q_p = A_p \cdot q_p$$

Trong đó:

- A_p - diện tích tiết diện ngang của mũi cọc (m²); $A_p = 0,121 \text{ m}^2$
- q_p - cường độ đất nền dưới mũi cọc (kN/m²).

Theo công thức (B.4) TCXD 205 – 1998, cường độ đất nền dưới mũi cọc được xác định theo công thức:

$$q_p = c \cdot N_c + N_q \cdot \sigma'_v + \gamma \cdot d_p \cdot N_\gamma$$

Trong đó:

- + c : là lực dính của đất, $c = 3,1 \text{ kN/m}^2$
- + γ : trọng lượng thể tích của đất ở độ sâu mũi cọc $\gamma = 10,8 \text{ kN/m}^3$
- + d_p : đường kính hoặc cạnh cọc, $d_p = 0,35 \text{ m}$
- + N_c, N_q, N_γ : hệ số sức chịu tải, phụ thuộc vào ma sát trong của đất, tra bảng và nội suy theo φ ta có: $N_c = 15,81$; $N_q = 7,07$; ; $N_\gamma = 6,2$
- + $\sigma'_v = \gamma_i \cdot h$: ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng tại độ sâu mũi cọc;

$$\sigma'_v = 366,1 \text{ kN/m}^2$$

$$\rightarrow Q_p = 0,121 \times (3,1 \times 15,81 + 7,07 \times 366,1 + 10,8 \times 0,35 \times 6,2) = 321,7 \text{ kN/m}^2$$

Sức chịu tải cho phép của cọc:

$$Q_a = \frac{Q}{FS_s} + \frac{Q_p}{FS_p} = \frac{1829,2}{2} + \frac{321,7}{3} = 1020 \text{ kN}$$

8.5.2.3. Sức chịu tải của cọc theo kết quả thí nghiệm xuyên (SPT) - (phụ lục C – TCXD 205 : 1998)

Theo công thức (C.2.2) TCXD 205 : 1998, sức chịu tải của cọc theo công thức Nhật Bản được xác định như sau:

$$Q_p = \frac{1}{3} \times \{ \alpha N_a A_p + (0,2 N_s L_s + C_u L_c) \pi d \}$$

Trong đó:

- α : hệ số phụ thuộc vào phương pháp thi công, cọc ép $\alpha = 30$
- N_a : chỉ số SPT của lớp đất dưới mũi cọc, $N_a = 24$
- A_p : diện tích tiết diện cọc, $A_p = 0,121 \text{ m}^2$
- N_s : chỉ số SPT của các lớp cát bên thân cọc,
- L_s : chiều dài đoạn cọc nằm trong đất cát,
 $\rightarrow N_s L_s = 1,2 \times 20 + 2 \times 24 = 72 \text{ T/m}$
- C : lực dính của đất sét
- L_c : chiều dài đoạn cọc nằm trong đất sét,
 $\rightarrow CL_c = 6,8 \times 9 + 4,2 \times 10 + 4,6 \times 15 = 172,2 \text{ T/m}$
- d : đường kính cọc, $d = 0,35 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \rightarrow Q_p &= \frac{1}{3} \times \{ 30 \times 24 \times 0,121 + (0,2 \times 72 + 172,2) \times 4 \times 0,35 \} = 116,0 \text{ T/m}^2 \\ &= 1160 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

8.5.2.4. Xác định sức chịu tải

Sức chịu tải thiết kế của cọc:

$$Q_a = \min(Q_{vl}; Q_{dnB}; Q_{SPT}) = 1020 \text{ kN}$$

Trọng lượng bản thân cọc:

$$W = 0,35^2 \times 34,6 \times 25 = 106 \text{ kN}$$

Vậy sức chịu tải thiết kế của cọc:

$$[Q_a] = 1020 - 106 = 914 \text{ kN}$$

Chọn $[Q_{aTK}] = 900 \text{ kN}$

8.5.3. Xác định số lượng cọc

Xác định sơ bộ số lượng cọc:

$$n_c = \beta \frac{N_{tt}}{Q_{aTk}}$$

Trong đó:

- N_{tt} : lực dọc tính toán tại chân cột
- β : hệ số xét đến do moment, chọn $\beta = 1,2 \div 1.6$

$$n_c = 1,2 \times \frac{6497,1}{900} = 8.6 \text{ cọc}$$

Vậy chọn $n_c = 9$ cọc

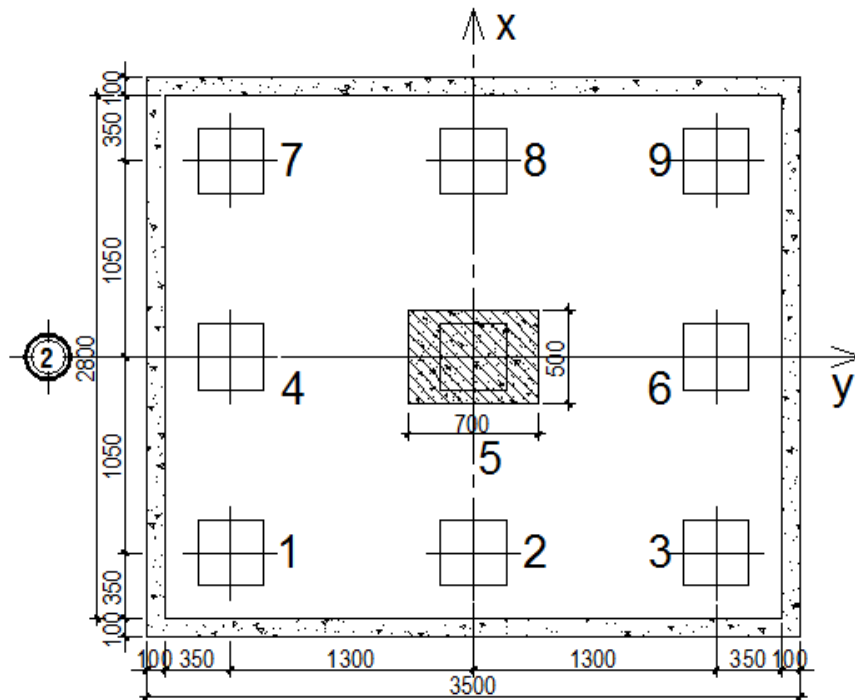
8.5.3.1. Bố trí cọc trong đài

Khoảng cách giữa các cọc theo phương X là $3d = 1050$ mm.

Khoảng cách giữa các cọc theo phương Y lớn hơn $3d = 1300$ mm.

Khoảng cách giữa mép cọc tới mép ngoài của đài chọn là $d/2 = 175$ mm

Mặt bằng bố trí cọc như hình:



Hình 8.1 - Mặt bằng bố trí cọc móng M1

8.5.4. Kiểm tra cọc làm việc theo nhóm

Mục 3.9.3 TCXD 205 : 1998 có quy định rõ, do sự tương tác giữa các cọc trong nhóm nên độ lún của nhóm cũng như sức chịu tải của cọc trong nhóm sẽ khác với cọc đơn.

Do vậy cần phải chú ý đến hiệu ứng nhóm của cọc, khi cọc làm việc trong một nhóm do tác dụng ảnh hưởng lẫn nhau làm cho khả năng chịu tải của cọc giảm.

Hệ số nhóm xác định theo công thức Converse – Labarre :

$$\eta = 1 - \arctg\left(\frac{0,35}{1,05}\right) \left[\frac{(3-1) \times 3 + 3 \times (3-1)}{90 \times 3 \times 3} \right] = 0,796$$

Sức chịu tải của nhóm cọc:

$$Q_{nh} = \eta \cdot n_c \cdot Q_a = 0,796 \times 9 \times 900 = 6495,9 \text{ kN} > N^t = 6491,1 \text{ kN}$$

Vậy thỏa điều kiện sức chịu tải của nhóm cọc.

8.5.5. Kiểm tra lực tác dụng lên cọc

$$\text{Điều kiện kiểm tra: } \begin{cases} P_{\max} \leq [Q_a] \\ P_{\min} \geq 0 \end{cases}$$

Chiều cao đài được giả thiết ban đầu $h_d = 1,2\text{m}$

Trọng lượng tính toán của đài:

$$N_d = n \cdot \gamma_{bt} \cdot F_d \cdot h_d = 1,1 \times 25 \times 3,5 \times 2,8 \times 1,2 = 335 \text{ kN}$$

Chuyển các ngoại lực tác dụng về đáy đài tại trọng tâm nhóm cọc (trường hợp này trùng với trọng tâm đài)

a) Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp $N_{max}, M_{xtu}, M_{ytr}, Q_{xtu}, Q_{ytr}$

$$\sum N^t = N_0^t + N_d = 6491,1 + 335 = 6826,1 \text{ kN}$$

$$\sum M_x^t = 95,2 + 142,3 \times 1,2 = 266 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_y^t = 93,3 + 511,6 \times 1,2 = 707,22 \text{ kN.m}$$

Tải trọng tác dụng lên cọc:

$$p_i^t = \frac{\sum N^t}{n} + \frac{\sum M_y^t \cdot x_i}{\sum x_i^2} + \frac{\sum M_x^t \cdot y_i}{\sum y_i^2}$$

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;

+ : 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 8-7 Giá trị phản lực đầu cọc

Cọc	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2	$\sum x_i^2$	$\sum y_i^2$	p_i (kN)
1	-1.05	-1.3	1.1025	1.69	6.615	10.14	613
2	-1.05	0	1.1025	0.00	6.615	10.14	647
3	-1.05	1.3	1.1025	1.69	6.615	10.14	681
4	0	-1.3	0	1.69	6.615	10.14	725
5	0	0	0	0.00	6.615	10.14	759
6	0	1.3	0	1.69	6.615	10.14	793
7	1.05	-1.3	1.1025	1.69	6.615	10.14	837
8	1.05	0	1.1025	0.00	6.615	10.14	871
9	1.05	1.3	1.1025	1.69	6.615	10.14	890

Vậy tải trọng tác dụng lên cọc đều thoả

$$\begin{cases} p_{\max} = 890(\text{kN}) \leq [Q_a] = 900(\text{kN}) \\ p_{\min} = 613(\text{kN}) \geq 0 \end{cases}$$

b) Kiểm tra phản lực đầu cọc với các tổ hợp còn lại

Xét tổ hợp $M_{y\max}, M_{x\text{tr}}, Q_{y\text{tr}}, Q_{x\text{tr}}, N_{\text{tr}}$

$$\sum N^{tt} = N_0^{tt} + N_d = 6241,2 + 335 = 6576,2 \text{ kN}$$

$$\sum M_x^{tt} = 90,9 + 136,2 \times 1,2 = 254,34 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_y^{tt} = 158,8 + 585,2 \times 1,2 = 861,04 \text{ kN.m}$$

Bảng 8-8 Giá trị phản lực đầu cọc

Cọc	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2	$\sum x_i^2$	$\sum y_i^2$	p_i (kN)
1	-1.05	-1.3	1.1025	1.69	6.615	10.14	561
2	-1.05	0	1.1025	0.00	6.615	10.14	594
3	-1.05	1.3	1.1025	1.69	6.615	10.14	627
4	0	-1.3	0	1.69	6.615	10.14	698
5	0	0	0	0.00	6.615	10.14	731

6	0	1.3	0	1.69	6.615	10.14	763
7	1.05	-1.3	1.1025	1.69	6.615	10.14	835
8	1.05	0	1.1025	0.00	6.615	10.14	867
9	1.05	1.3	1.1025	1.69	6.615	10.14	878

Vậy tải trọng tác dụng lên cọc đều thoả

$$\begin{cases} p_{\max} = 878(\text{kN}) \leq [Q_a] = 900(\text{kN}) \\ p_{\min} = 561(\text{kN}) \geq 0 \end{cases}$$

Kết luận:

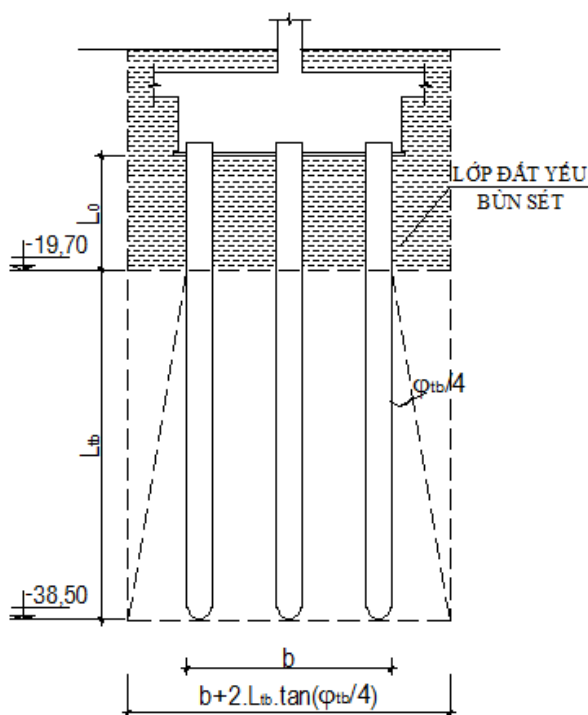
Kiểm tra tương tự cho các tổ hợp còn lại ta cũng được, tải trọng truyền xuống cọc đảm bảo không vượt quá sức chịu tải cho phép của cọc.

Không có cọc nào trong móng chịu nhỏ.

8.5.6. Kiểm tra nền dưới đáy khối móng quy ước

8.5.6.1. Kích thước khối móng quy ước

Theo **phụ lục H, mục H.2.1 TCXD 205 : 1998**, quy định ranh giới của khối móng quy ước khi cọc xuyên qua lớp đất yếu và tựa vào lớp đất cứng như được xác định như sau:



Hình 8.2 Sơ đồ khối xác định khối móng quy ước

Quan niệm cọc và đất giữa các cọc làm việc đồng thời như một khối móng đồng nhất đặt trên lớp đất bên dưới mũi cọc. Mặt truyền tải của khối móng quy ước được mở rộng hơn so với diện tích đáy đài với góc mở:

$$\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} = \frac{6,8 \times 9^{\circ}30' + 1,2 \times 24^{\circ}30' + 4,2 \times 9^{\circ}40' + 4,6 \times 15^{\circ}20' + 2 \times 20^{\circ}30'}{4 \times (6,8 + 1,2 + 4,2 + 4,6 + 2)} = 2^{\circ}53'$$

Diện tích khối móng quy ước được tính theo công thức:

$$A_{qu} = L_{qu} \cdot B_{qu}$$

Trong đó :

$$B_{qu} = 2,45 + 2 \times 18,8 \times \tan(2^{\circ}53') = 4,34 \text{ m}$$

$$L_{qu} = 2,95 + 2 \times 18,8 \times \tan(2^{\circ}53') = 4,84 \text{ m}$$

$$A_{qu} = 4,34 \times 4,84 = 21 \text{ m}^2$$

8.5.6.2. Trọng lượng khối móng quy ước

Trọng lượng khối móng quy ước từ đáy đài trở lên:

$$G_1 = A_d \cdot h_d \cdot \gamma_{bt} + (A_{qu} - A_d) \cdot h \cdot \gamma = 3,5 \times 2,8 \times 1,2 \times 25 + (21 - 3,5 \times 2,8) \times 1,2 \times 14,1 = 488 \text{ (kN)}$$

Trọng lượng cọc trong khối móng quy ước:

$$G_2 = n_c \cdot W = 9 \times 106 = 954 \text{ kN}$$

Trọng lượng đất khối móng quy ước từ đáy đài đến mặt đáy khối móng quy ước:

$$G_3 = (A_{qu} - n \cdot A_c) \sum \gamma_i h_i = (21 - 9 \times 0,121) \times 344,2 = 6053,4 \text{ kN}$$

Trọng lượng khối móng quy ước:

$$G = G_1 + G_2 + G_3 = 488 + 954 + 6053,4 = 7495,4 \text{ kN}$$

8.5.6.3. Kiểm tra điều kiện làm việc đàn hồi của các lớp đất dưới móng khối quy ước

Tải trọng quy về đáy khối móng quy ước

Kiểm tra với giá trị tải tiêu chuẩn, ứng với tổ hợp N_{max} , M_{xtu} , M_{ytu} , Q_{xtu} , Q_{ytu}

$$N_{qu}^{tc} = 6497,1 + 6053,4 = 12550,5 \text{ kN}$$

$$\sum M_{xqu}^{tc} = \frac{M_x^{tt}}{1,15} = \frac{254,34}{1,15} = 221,2 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{y_{qu}}^{tc} = \frac{M_y^{tt}}{1,15} = \frac{861,04}{1,15} = 748,7 \text{ kN.m}$$

Momen chống uốn của móng khối quy ước

$$W_x = \frac{L_{qu} B_{qu}^2}{6} = \frac{4,94 \times 4,34^2}{6} = 15,5 \text{ m}^3$$

$$W_y = \frac{B_{qu} L_{qu}^2}{6} = \frac{4,34 \times 4,94^2}{6} = 17,6 \text{ m}^3$$

Cường độ tiêu chuẩn của đất dưới đáy đài (theo QPXD 45 – 78)

$$R^{tc} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (A.b.\gamma + B.h.\gamma' + D.c_{II})$$

Trong đó:

- k_{tc} hệ số độ tin cậy, $k_{tc} = 1,1$ vì các đặc trưng tính toán lấy trực tiếp từ các bảng thống kê
- $m_1 = 1,4$ – hệ số điều kiện làm việc của đất nền - đối với đất cát (khác cát mịn và cát bụi) lấy $m_1 = 1,4$
- $m_2 = 1,0$ – hệ số điều kiện làm việc của công trình tác động qua lại với đất nền, phụ thuộc vào tỷ lệ kích thước công trình, lấy $m_2 = 1,0$
- $\gamma = \gamma' = 10,8 \text{ kN/m}^3$
- $c_{II} = 3,1 \text{ kN/m}^2$
- $\varphi = 20^\circ 30'$

$$\rightarrow A = \frac{0,25\pi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} = 0,59; \quad B = 1 + \frac{\pi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} = 3,40;$$

$$D = \frac{\pi \cot g\varphi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} = 6,01$$

$$\rightarrow R^{tc} = \frac{1,4 \times 1}{1,1} \times (0,59 \times 4,34 \times 10,8 + 3,4 \times 33,9 \times 10,8 + 6,01 \times 3,1) = 1643 \text{ kN/m}^2$$

Ứng suất dưới đáy khối móng quy ước:

$$p_{tb}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} = \frac{12550,5}{21} = 598 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\max}^{\text{tc}} = \frac{N^{\text{tc}}}{A_{\text{qu}}} + \frac{M_{\text{xqu}}^{\text{tc}}}{W_x} + \frac{M_{\text{yqu}}^{\text{tc}}}{W_y} = \frac{12550,5}{21} + \frac{221,2}{15,5} + \frac{748,7}{17,6} = 654 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\min}^{\text{tc}} = \frac{N^{\text{tc}}}{A_{\text{qu}}} - \frac{M_{\text{xqu}}^{\text{tc}}}{W_x} - \frac{M_{\text{yqu}}^{\text{tc}}}{W_y} = \frac{12550,5}{21} - \frac{221,2}{15,5} - \frac{748,7}{17,6} = 541 \text{ kN/m}^2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} p_{\text{tb}}^{\text{tc}} = 598 \text{ kN/m}^2 < R^{\text{tc}} = 1643,2 \text{ kN/m}^2 \\ p_{\max}^{\text{tc}} = 654 \text{ kN/m}^2 < 1,2R^{\text{tc}} = 1971,6 \text{ kN/m}^2 \\ p_{\min}^{\text{tc}} = 541 \text{ kN/m}^2 > 0 \end{cases}$$

Vậy điều kiện đất nền được thoả mãn.

Kiểm tra với các tổ hợp còn lại ta cũng cho được giá trị thoả mãn các điều kiện

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 quy 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.

8.5.7. Kiểm tra độ lún của móng khối quy ước

Độ lún của móng cọc trong trường hợp này được xem độ lún của móng khối quy ước.

Bảng 8-9 Bảng tính ứng suất bản thân các lớp phân tố

Lớp đất	Bề dày hi (m)	γ (kN/m ³)	Ứng suất bản thân σ_{bt} (kN/m ²)
1	0.90	14,1	15,5
	12.50	9,5	133,0
2	3.60	10,2	6,94
3	1.10	10,6	12,7
4	3.20	10,4	43,7
5	5.20	10,5	48,3
6	2.00	10,7	21,6
$\sum \sigma_i^{\text{bt}}$			344,2

Ứng suất gây lún tại đáy khối móng quy ước

$$\sigma_{z=0}^{gl} = p_{tb}^{tc} - \sigma^{bt} = 598 - 344,2 = 253,8 \text{ kN/m}^2$$

Chia đất nền dưới đáy khối móng quy ước thành các lớp bằng nhau và bằng

$$\frac{B_{qu}}{5} = \frac{4,34}{5} = 0,868 \text{ m, chọn } h = 0,8 \text{ m. Xét 1 điểm thuộc trục qua tâm móng có độ}$$

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.

$$\sigma_{zi}^{gl} = K_0 \cdot \sigma_{z=0}^{gl}$$

Bảng 8-10 Phân bố ứng suất trong khối móng quy ước

Điểm	Độ sâu z (m)	$\frac{L_{qu}}{B_{qu}}$	$\frac{Z}{B_{qu}}$	K_0	σ_{zi}^{gl} (kN/m ²)	σ_{zi}^{bt} (kN/m ²)	$\frac{\sigma_{zi}^{gl}}{\sigma_{zi}^{bt}}$
1	0	1.1	0.0	1	253.8	344.2	0.74
2	0.8	1.1	0.2	0.96	235.35	352.84	0.67
3	1.6	1.1	0.4	0.8	189.22	361.48	0.52
4	2.4	1.1	0.6	0.61	139.0	370.12	0.38
5	3.2	1.1	0.7	0.45	98.70	378.76	0.26
6	4	1.1	0.9	0.38	80.00	387.4	0.21
7	4.8	1.1	1.1	0.18	36.60	396.04	0.09

Tại đáy lớp thứ 7 tính từ đáy móng quy ước có $\frac{\sigma_{zi}^{gl}}{\sigma_{zi}^{bt}} = 0,09 < 0,2$. Mặt khác lớp đất

này có $E_{100-200} = 14500 \text{ kN/m}^2 > 5\text{MPa} = 5000 \text{ kN/m}^2$, do vậy ảnh hưởng lún từ lớp này trở xuống không đáng kể, ta tính lún cho 7 lớp đầu tiên

Độ lún móng khối qui ước

Theo **phụ lục H, mục H.5, TCXD 205 : 1998**, quy định độ lún trung bình hoặc lớn nhất không được vượt quá giới hạn cho phép, đối với nhà nhiều tầng có khung hoàn toàn bằng bê tông cốt thép thì giới hạn cho phép là 8 cm

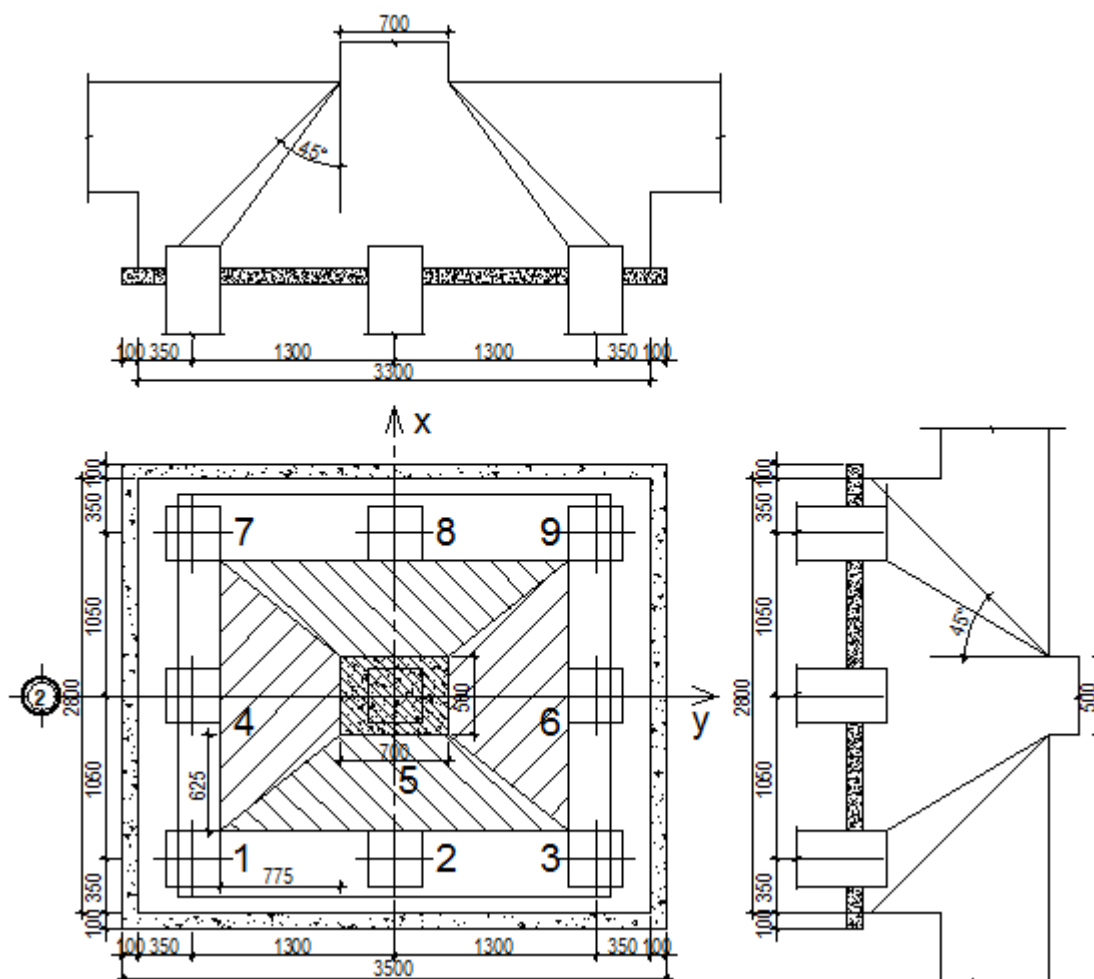
$$S_1 = \sum_{i=1}^2 \frac{0,8}{E} \sigma_{zi}^{gl} \cdot h_i = \frac{0,8 \times 0,8}{14500} \times \left(\frac{253,8}{2} + 235,35 + 189,22 + 139 + 98,7 + 80 + \frac{36,6}{2} \right)$$

$$= 0,039 \text{ m} = 3,9 \text{ cm} < [S] = 8 \text{ cm}$$

Như vậy là độ lún dự báo của móng thoả mãn điều kiện cho phép

8.5.8. Kiểm tra điều kiện xuyên thủng

Vẽ hình tháp nén thủng tự do với góc $\alpha = 45^\circ$



Hình 8.3 Tháp chọc thủng móng M1

a) Kiểm tra với trường hợp nén thủng tự do (góc chọc thủng bằng 45°)

Với chiều cao đài $h_d = 1,2$ m, lấy $h_o = 1,05$ m, thì tháp chọc thủng như hình vẽ. Ta thấy trọng tâm tất cả các cọc đều nằm trong tháp xuyên thủng, do vậy không cần kiểm tra với trường hợp nén thủng tự do

b) Kiểm tra với trường hợp nén thủng hạn chế, lúc này góc nén thủng $< 45^\circ$

Trong trường hợp này lực chống xuyên thủng được nhân với một lượng $\frac{h_o}{c}$, với c là khoảng cách từ mép cột đến mép cọc.

Khi đó lực gây xuyên thủng và lực chống xuyên thủng được xác định theo công thức:

$$P_{xt} = N^{tt} - P_5 = 6497,1 - 759 = 5738,1 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cx} &= \alpha R_{bt} \left[\left(\frac{h_c + h_c + 2c_1}{2} \right) h_o \times \frac{h_o}{c_1} + \left(\frac{b_c + b_c + 2c_2}{2} \right) h_o \times \frac{h_o}{c_2} \right] \times 2 \\
 &= 1050 \times \left[\left(\frac{0,7 + 0,7 + 2 \times 0,775}{2} \right) \times 1,05 \times \frac{1,05}{0,775} + \left(\frac{0,5 + 0,5 + 2 \times 0,625}{2} \right) \times 1,05 \times \frac{1,05}{0,625} \right] \times 2 \\
 &= 6404 \text{ kN} > P_{cx} = 5738,1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

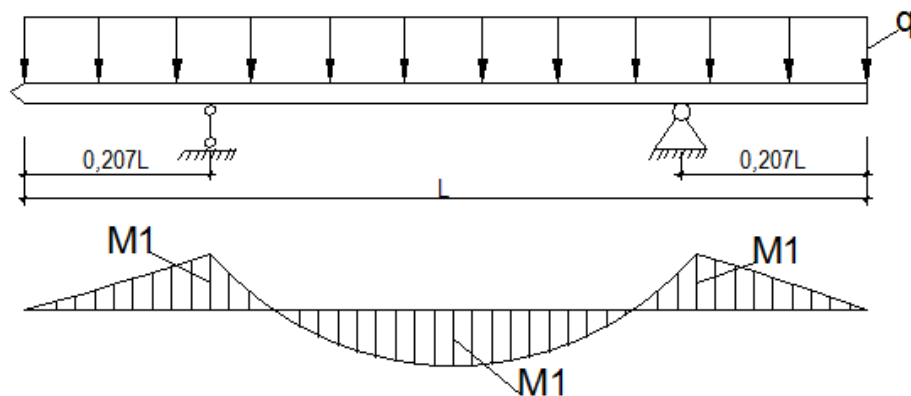
Vậy thỏa điều kiện chọc thủng hạn chế

8.5.9. Kiểm tra trường hợp cầu lắp

Trọng lượng bản thân cọc kể đến hệ số động khi cầu lắp và dựng cọc:

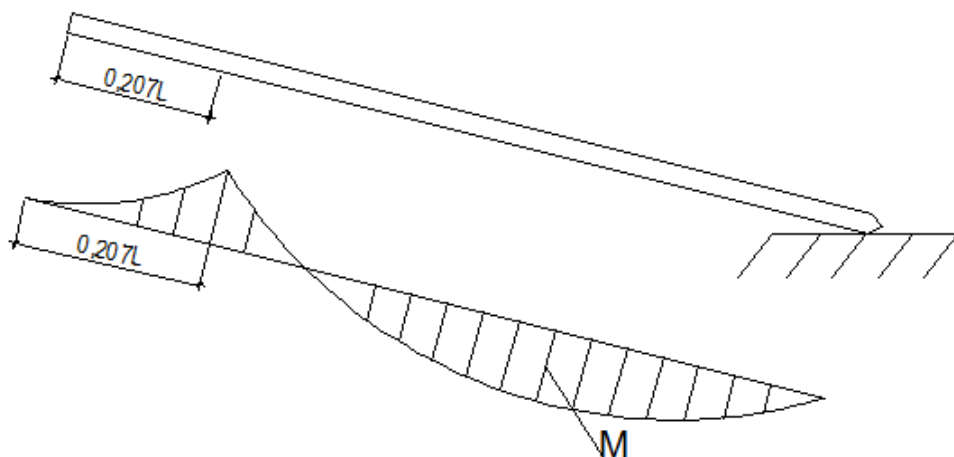
$$q = k_d \cdot \gamma \cdot d^2 = 1,5 \times 25 \times 0,35^2 = 4,59 \text{ kN/m}$$

Khi cầu cọc :



Momem lớn nhất $M = 0,0214qL^2$

Khi dựng cọc :



Momem lớn nhất $M = 0,068qL^2$

Vậy momem lớn nhất khi cầu lắp và dựng cọc là :

$$M = 0,068qL^2 = 0,068 \times 4,59 \times 11,7^2 = 42,7 \text{ kNm}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{4270}{0,9 \times 1,45 \times 35 \times 30^2} = 0,104$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 0,11$$

$$A_s = \frac{\xi \cdot \gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_o}{R_s} = \frac{0,11 \times 0,9 \times 1,45 \times 35 \times 30}{36,5} = 4,13 \text{ cm}^2$$

Vậy thép đã chọn trong cọc là 3 ϕ 16 mỗi phía $A_s = 6,03$ là thỏa mãn

8.5.10. Tính toán cốt thép đài cọc

Cốt thép tính toán cho đài móng để đảm bảo khả năng chịu uốn của đài dưới tác dụng của phản lực đầu cọc và xem đài làm việc như 1 consol ngàm vào mép cột. Giả thiết đài tuyệt đối cứng.

Tính toán với tổ hợp tính toán N_{\max} , $M_{x\text{tur}}$, $M_{y\text{tur}}$, $Q_{x\text{tur}}$, $Q_{y\text{tur}}$

Momen tại ngàm do phản lực các đầu cọc gây ra với giá trị :

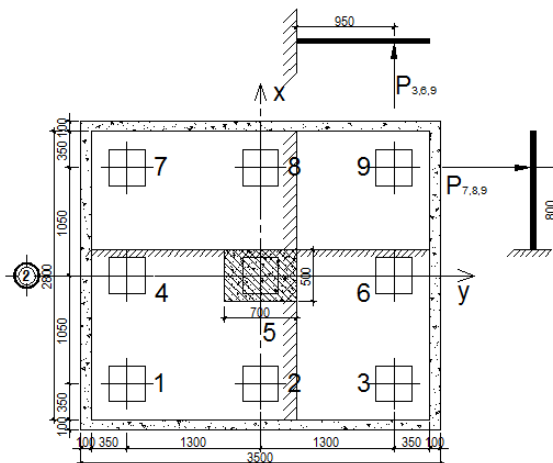
$$M = \sum_{i=1}^n d_i P_i$$

Trong đó:

- d_i : khoảng cách từ tâm cọc thứ i đến mặt ngàm.
- P_i : phản lực đầu cọc thứ i .

Diện tích cốt thép tính theo công thức :

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2} \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} \quad A_s = \frac{\xi \cdot \gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_o}{R_s}$$



Hình 8.4 Sơ đồ tính thép móng M1

8.5.10.1. Tính cốt thép đặt theo phương x

$$M = \sum P_i l_i = P_7 l_7 + P_8 l_8 + P_9 l_9 = (837 + 871 + 890) \times 0,8 = 2078,4 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{207840}{0,9 \times 1,45 \times 350 \times 105^2} = 0,041$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 0,042$$

Diện tích cốt thép được tính theo công thức:

$$A_s = \frac{\xi \cdot \gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_o}{R_s} = \frac{0,042 \times 0,9 \times 1,45 \times 350 \times 105}{36,5} = 55,4 \text{ cm}^2$$

Chọn 24 ϕ 18a150 ($A_s = 61,04 \text{ cm}^2$)

8.5.10.2. Tính cốt thép đặt theo phương y

$$M = \sum P_i l_i = P_3 l_3 + P_6 l_6 + P_9 l_9 = (681 + 793 + 890) \times 0,95 = 2245,8 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{224580}{0,9 \times 1,45 \times 280 \times 105^2} = 0,056$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 0,057$$

Diện tích cốt thép được tính theo công thức:

$$A_s = \frac{\xi \cdot \gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_o}{R_s} = \frac{0,057 \times 0,9 \times 1,45 \times 280 \times 105}{36,5} = 60,3 \text{ cm}^2$$

Chọn 19 ϕ 22a150 ($A_s = 72,2 \text{ cm}^2$)

8.6. THIẾT KẾ MÓNG M2 (TẠI CỘT GIỮA KHUNG TRỤC 5)**8.6.1. Cấu tạo cọc và đài cọc**

Cấu tạo cọc, đài cọc, chiều sâu chôn cọc và đài cọc là tương tự như đã thiết kế với móng M1

8.6.2. Xác định sức chịu tải của cọc ép

Vì chiều sâu chôn cọc giống với móng M1 do vậy sức chịu tải thiết kế móng M2 cũng là $[Q_{aTK}] = 900 \text{ kN}$

8.6.3. Xác định số lượng cọc

Xác định sơ bộ số lượng cọc:

$$n_c = \beta \frac{N_{tt}}{Q_{aTk}}$$

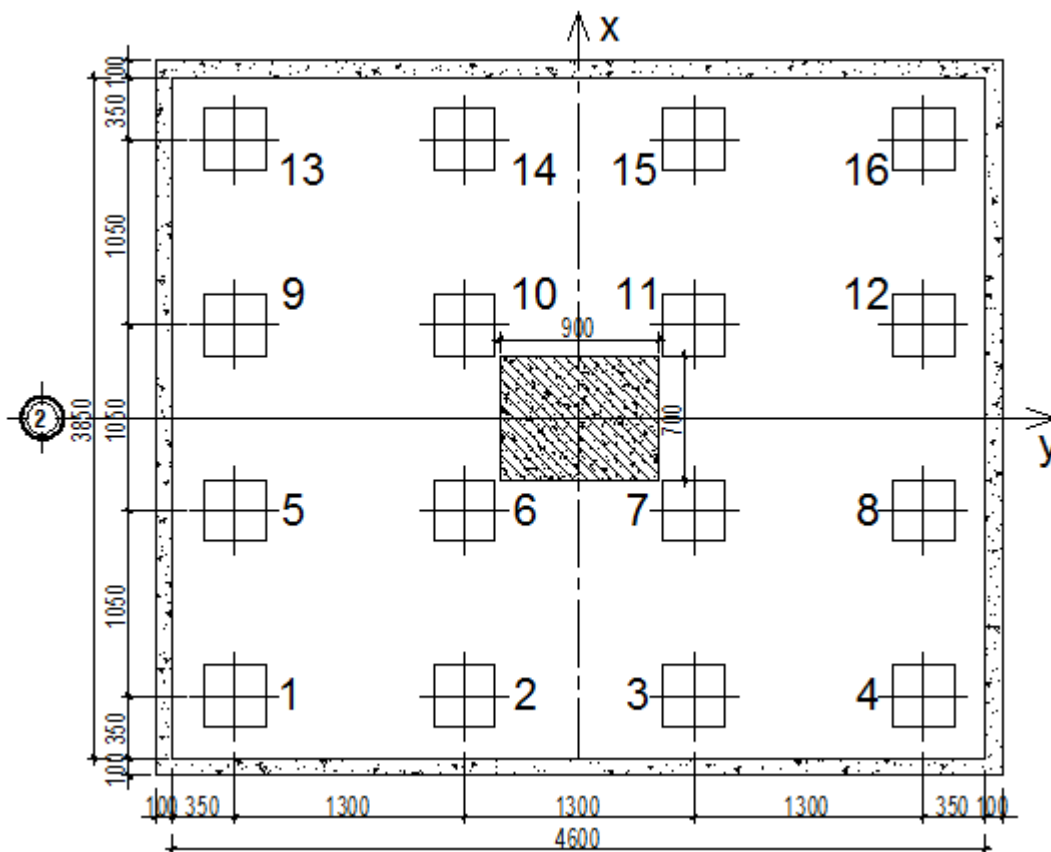
Trong đó:

- N_{tt} : lực dọc tính toán tại chân cột
- β : hệ số xét đến do moment, chọn $\beta = 1,2 \div 1.6$

$$n_c = 1,2 \times \frac{12667}{900} = 16,4 \text{ cọc}$$

Vậy chọn $n_c = 16$ cọc

8.6.3.1. Bố trí cọc trong đài



Hình 8.5 - Mặt bằng bố trí cọc M2

8.6.4. Kiểm tra cọc làm việc theo nhóm

Mục 3.9.3 TCXD 205 : 1998 có quy định rõ, do sự tương tác giữa các cọc trong nhóm nên độ lún của nhóm cũng như sức chịu tải của cọc trong nhóm sẽ khác với cọc đơn.

Do vậy cần phải chú ý đến hiệu ứng nhóm của cọc, khi cọc làm việc trong một nhóm do tác dụng ảnh hưởng lẫn nhau làm cho khả năng chịu tải của cọc giảm.

Hệ số nhóm xác định theo công thức Converse – Labarre :

$$\eta = 1 - \arctg\left(\frac{d}{s}\right) \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + n_1(n_2 - 1)}{90n_1n_2} \right]$$

Trong đó:

+ n_1 : số hàng cọc trong một nhóm;

+ n_2 : số cọc trong một hàng;

+ s : khoảng cách từ hai cọc tính từ tâm, thiên về an toàn lấy bằng $3d = 1,5$ m

$$\Rightarrow \eta = 1 - \arctg\left(\frac{0,35}{1,05}\right) \left[\frac{(4-1) \times 4 + 4 \times (4-1)}{90 \times 4 \times 4} \right] = 0,781$$

Sức chịu tải của nhóm cọc:

$$Q_{nh} = \eta \cdot n_c \cdot Q_a = 0,781 \times 16 \times 900 = 12670 \text{ kN} > N^t = 12667 \text{ kN}$$

Vậy thỏa điều kiện sức chịu tải của nhóm cọc.

8.6.5. Kiểm tra lực tác dụng lên cọc

$$\text{Điều kiện kiểm tra: } \begin{cases} P_{\max} \leq [Q_a] \\ P_{\min} \geq 0 \end{cases}$$

Chiều cao đài được giả thiết ban đầu $h_d = 1,2$ m

Trọng lượng tính toán của đài:

$$N_d = n \cdot \gamma_{bt} \cdot F_d \cdot h_d = 1,1 \times 25 \times 4,6 \times 3,85 \times 1,2 = 584,43 \text{ kN}$$

Chuyển các ngoại lực tác dụng về đáy đài tại trọng tâm nhóm cọc (trường hợp này trùng với trọng tâm đài).

a) Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp N_{max} , M_{xtu} , M_{ytu} , Q_{xtu} , Q_{ytu}

$$\sum N^{tt} = N_0^{tt} + N_d = 12667 + 584,43 = 13251,43 \text{ kN}$$

$$\sum M_x^{tt} = 153 + 55,9 \times 1,2 = 220 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_y^{tt} = 20,1 + 10,4 \times 1,2 = 32,58 \text{ kN.m}$$

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 8-11 Giá trị phản lực đầu cọc

Cọc	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2	$\sum x_i^2$	$\sum y_i^2$	p_i (kN)
1	-1.575	-1.95	2.48	3.80	22.05	33.8	813
2	-1.575	-0.65	2.48	0.42	22.05	33.8	822
3	-1.575	0.65	2.48	0.42	22.05	33.8	830
4	-1.575	-1.95	2.48	3.80	22.05	33.8	813
5	-0.525	-1.95	0.28	3.80	22.05	33.8	815
6	-0.525	-0.65	0.28	0.42	22.05	33.8	823
7	-0.525	0.65	0.28	0.42	22.05	33.8	832
8	-0.525	-1.95	0.28	3.80	22.05	33.8	815
9	0.525	-1.95	0.28	3.80	22.05	33.8	816
10	0.525	-0.65	0.28	0.42	22.05	33.8	825
11	0.525	0.65	0.28	0.42	22.05	33.8	833
12	0.525	-1.95	0.28	3.80	22.05	33.8	816
13	1.575	-1.95	2.48	3.80	22.05	33.8	818
14	1.575	-0.65	2.48	0.42	22.05	33.8	826
15	1.575	0.65	2.48	0.42	22.05	33.8	835
16	1.575	-1.95	2.48	3.80	22.05	33.8	818

$$\text{Vậy tải trọng tác dụng lên cọc đều thoả} \begin{cases} p_{\max} = 835(\text{kN}) \leq [Q_a] = 900(\text{kN}) \\ p_{\min} = 813(\text{kN}) \geq 0 \end{cases}$$

b) Kiểm tra phản lực đầu cọc với các tổ hợp còn lại

Xét tổ hợp $M_{x\max}$, $M_{y\text{tr}}$, $Q_{y\text{tr}}$, $Q_{x\text{tr}}$, N_{tr}

$$\sum N^{\text{tt}} = N_0^{\text{tt}} + N_d = 9383,6 + 584,43 = 9968,03 \text{ kN}$$

$$\sum M_x^{\text{tt}} = 156,7 + 44,2 \times 1,2 = 209,74 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_y^{\text{tt}} = 19,7 + 11,4 \times 1,2 = 33,38 \text{ kN.m}$$

Bảng 8-12 Giá trị phản lực đầu cọc

Cọc	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2	$\sum x_i^2$	$\sum y_i^2$	p_i (kN)
1	-1.575	-1.95	2.48	3.80	22.05	33.8	609
2	-1.575	-0.65	2.48	0.42	22.05	33.8	617
3	-1.575	0.65	2.48	0.42	22.05	33.8	625
4	-1.575	-1.95	2.48	3.80	22.05	33.8	609
5	-0.525	-1.95	0.28	3.80	22.05	33.8	610
6	-0.525	-0.65	0.28	0.42	22.05	33.8	618
7	-0.525	0.65	0.28	0.42	22.05	33.8	626
8	-0.525	-1.95	0.28	3.80	22.05	33.8	610
9	0.525	-1.95	0.28	3.80	22.05	33.8	612
10	0.525	-0.65	0.28	0.42	22.05	33.8	620
11	0.525	0.65	0.28	0.42	22.05	33.8	628
12	0.525	-1.95	0.28	3.80	22.05	33.8	612
13	1.575	-1.95	2.48	3.80	22.05	33.8	613
14	1.575	-0.65	2.48	0.42	22.05	33.8	621
15	1.575	0.65	2.48	0.42	22.05	33.8	629
16	1.575	-1.95	2.48	3.80	22.05	33.8	613

$$\text{Vậy tải trọng tác dụng lên cọc đều thoả} \begin{cases} p_{\max} = 613(\text{kN}) \leq [Q_a] = 900(\text{kN}) \\ p_{\min} = 609(\text{kN}) \geq 0 \end{cases}$$

Kết luận:

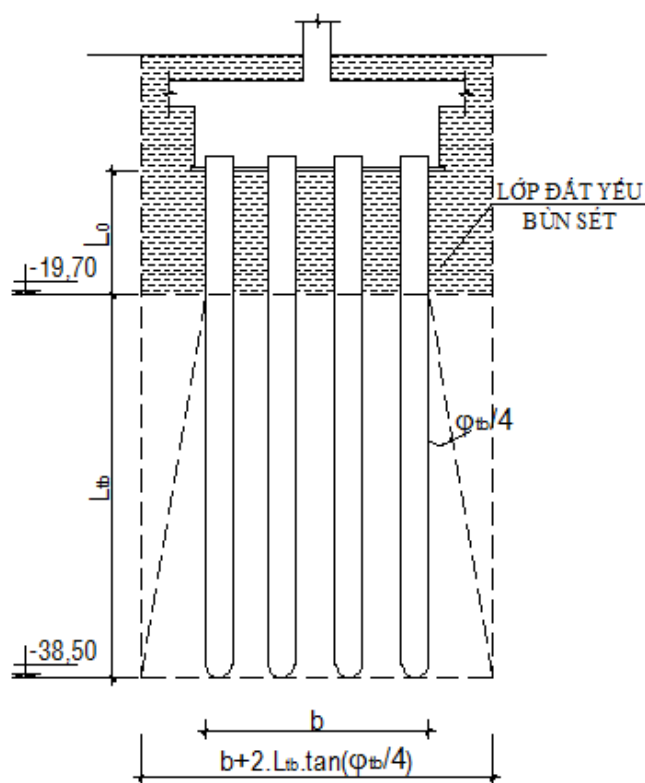
Kiểm tra tương tự cho các tổ hợp còn lại ta cũng được, tải trọng truyền xuống cọc đảm bảo không vượt quá sức chịu tải cho phép của cọc.

Không có cọc nào trong móng chịu nhỏ.

8.6.6. Kiểm tra nền dưới đáy khối móng quy ước

8.6.6.1. Kích thước khối móng quy ước

Theo phụ lục H, mục H.2.1 TCXD 205 : 1998, quy định ranh giới của khối móng quy ước khi cọc xuyên qua lớp đất yếu và tựa vào lớp đất cứng như được xác định như sau:



Hình 8.6 - Sơ đồ khối xác định khối móng quy ước

Quan niệm cọc và đất giữa các cọc làm việc đồng thời như một khối móng đồng nhất đặt trên lớp đất bên dưới mũi cọc. Mặt truyền tải của khối móng quy ước được mở rộng hơn so với diện tích đáy đài với góc mở:

$$\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} = \frac{6,8 \times 9^{\circ}30' + 1,2 \times 24^{\circ}30' + 4,2 \times 9^{\circ}40' + 4,6 \times 15^{\circ}20' + 2 \times 20^{\circ}30'}{4 \times (6,8 + 1,2 + 4,2 + 4,6 + 2)} = 2^{\circ}53'$$

Diện tích khối móng quy ước được tính theo công thức:

$$A_{qu} = L_{qu} \cdot B_{qu}$$

Trong đó :

$$B_{qu} = 3,5 + 2 \times 18,8 \times \tan(2^{\circ}53') = 5,39 \text{ m}$$

$$L_{qu} = 4,25 + 2 \times 18,8 \times \tan(2^{\circ}53') = 6,14 \text{ m}$$

$$A_{qu} = 6,14 \times 5,39 = 33,09 \text{ m}^2$$

8.6.6.2. Trọng lượng khối móng quy ước

Trọng lượng khối móng quy ước từ đáy đài trở lên:

$$G_1 = A_d \cdot h_d \cdot \gamma_{bt} + (A_{qu} - A_d) \cdot h \cdot \gamma$$

$$= 6,14 \times 5,39 \times 1,2 \times 25 + (33,09 - 6,14 \times 5,39) \times 1,2 \times 14,1 = 902,76 \text{ (kN)}$$

Trọng lượng cọc trong khối móng quy ước:

$$G_2 = n_c \cdot W = 16 \times 106 = 1696 \text{ kN}$$

Trọng lượng đất khối móng quy ước từ đáy đài đến mặt đáy khối móng quy ước:

$$G_3 = (A_{qu} - n \cdot A_c) \sum \gamma_i h_i = (33,09 - 16 \times 0,121) \times 344,2 = 10723,2 \text{ kN}$$

Trọng lượng khối móng quy ước:

$$G = G_1 + G_2 + G_3 = 902,76 + 1696 + 10723,2 = 13322 \text{ kN}$$

8.6.6.3. Kiểm tra điều kiện làm việc đàn hồi của các lớp đất dưới móng khối quy ước

Tải trọng quy về đáy khối móng quy ước

Kiểm tra với giá trị tải tiêu chuẩn, ứng với tổ hợp N_{max} , M_{xtu} , M_{ytr} , Q_{xtu} , Q_{ytr}

$$N_{qu}^{tc} = 13322 + 11014,8 = 24337 \text{ kN}$$

$$\sum M_{xqu}^{tc} = \frac{M_x^{tt}}{1,15} = \frac{153}{1,15} = 133 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{yqu}^{tc} = \frac{M_y^{tt}}{1,15} = \frac{20,1}{1,15} = 17,48 \text{ kN.m}$$

Momen chống uốn của móng khối quy ước

$$W_x = \frac{L_{qu} B_{qu}^2}{6} = \frac{6,14 \times 5,39^2}{6} = 29,73 \text{ m}^3$$

$$W_y = \frac{B_{qu} L_{qu}^2}{6} = \frac{5,39 \times 6,14^2}{6} = 33,8 \text{ m}^3$$

Cường độ tiêu chuẩn của đất dưới đáy đài (theo QPXD 45 – 78)

$$R^{tc} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (A \cdot b \cdot \gamma + B \cdot h \cdot \gamma' + D \cdot c_{II})$$

Trong đó:

- k_{tc} hệ số độ tin cậy, $k_{tc} = 1,1$ vì các đặc trưng tính toán lấy trực tiếp từ các bảng thống kê
- $m_1 = 1,4$ – hệ số điều kiện làm việc của đất nền - đối với đất cát (khác cát mịn và cát bụi) lấy $m_1 = 1,4$
- $m_2 = 1.0$ – hệ số điều kiện làm việc của công trình tác động qua lại với đất nền, phụ thuộc vào tỷ lệ kích thước công trình, lấy $m_2 = 1.0$
- $\gamma = \gamma' = 10,8 \text{ kN/m}^3$
- $C_{II} = 3,1 \text{ kN/m}^2$
- $\varphi = 20^\circ 30'$

$$\rightarrow \quad A = \frac{0,25\pi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} = 0,59; \quad B = 1 + \frac{\pi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} = 3,40;$$

$$D = \frac{\pi \cot g\varphi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} = 6,01$$

$$\rightarrow R^{tc} = \frac{1,4 \times 1}{1,1} \times (0,59 \times 4,34 \times 10,8 + 3,4 \times 33,9 \times 10,8 + 6,01 \times 3,1) = 1643 \text{ kN/m}^2$$

Ứng suất dưới đáy khối móng quy ước:

$$p_{tb}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} = \frac{24337}{30,09} = 809 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{max}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} + \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} + \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} = \frac{24337}{30,09} + \frac{133}{29,73} + \frac{17,48}{33,8} = 814 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{min}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} - \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} - \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} = \frac{24337}{30,09} - \frac{133}{29,73} - \frac{17,48}{33,8} = 804 \text{ kN/m}^2$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} p_{tb}^{tc} = 809 \text{ kN/m}^2 < R^{tc} = 1643 \text{ kN/m}^2 \\ p_{max}^{tc} = 814 \text{ kN/m}^2 < 1,2R^{tc} = 1971,6 \text{ kN/m}^2 \\ p_{min}^{tc} = 804 \text{ kN/m}^2 > 0 \end{array} \right.$$

Vậy điều kiện đất nền được thỏa mãn.

Kiểm tra với các tổ hợp còn lại ta cũng cho được giá trị thỏa mãn các điều kiện

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 quy 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.

8.6.7. Kiểm tra độ lún của móng khối quy ước

Độ lún của móng cọc trong trường hợp này được xem độ lún của móng khối quy ước.

Bảng 8-13 Bảng tính ứng suất bản thân các lớp phân tố

Lớp đất	Bề dày hi (m)	γ (kN/m ³)	Ứng suất bản thân σ_{bt} (kN/m ²)
1	0.90	14,1	15,5
	12.50	9,5	133,0
2	3.60	10,2	6,94
3	1.10	10,6	12,7
4	3.20	10,4	43,7
5	5.20	10,5	48,3
6	2.00	10,7	21,6
$\sum \sigma_i^{bt}$			344,2

Ứng suất gây lún tại đáy khối móng quy ước

$$\sigma_{z=0}^{gl} = p_{tb}^{tc} - \sigma^{bt} = 809 - 289,1 = 464,8 \text{ kN/m}^2$$

Chia đất nền dưới đáy khối móng quy ước thành các lớp bằng nhau và bằng

$$\frac{B_{qu}}{5} = \frac{5,39}{5} = 1,078 \text{ m, chọn } h = 1\text{m. Xét 1 điểm thuộc trục qua tâm móng có độ sâu}$$

z kể từ đáy móng khối quy ước. Khi đó ứng suất do tải trọng ngoài gây ra được xác định theo công thức.

$$\sigma_{zi}^{gl} = K_0 \cdot \sigma_{z=0}^{gl}$$

Bảng 8-14 Phân bố ứng suất trong khối móng quy ước

Điểm	Độ sâu z (m)	$\frac{L_{qu}}{B_{qu}}$	$\frac{Z}{B_{qu}}$	K_0	σ_{zi}^{gl} (kN/m ²)	σ_{zi}^{bt} (kN/m ²)	$\frac{\sigma_{zi}^{gl}}{\sigma_{zi}^{bt}}$
1	0	1.1	0.0	1	464.8	344.2	1.35
2	1	1.1	0.2	0.96	435.8	355	1.23
3	2	1.1	0.4	0.8	354.6	365.8	0.97
4	3	1.1	0.6	0.61	263.8	376.6	0.70
5	4	1.1	0.7	0.45	189.7	387.4	0.49
6	5	1.1	0.9	0.38	156.1	398.2	0.39
7	6	1.1	1.1	0.29	116.0	409	0.28
8	7	1.1	1.3	0.23	89.5	419.8	0.21
9	8	1.1	1.5	0.18	68.1	430.6	0.16

Tại đáy lớp thứ 9 tính từ đáy móng quy ước có $\frac{\sigma_{zi}^{gl}}{\sigma_{zi}^{bt}} = 0,16 < 0,2$. Mặt khác lớp đất này có $E_{100-200} = 14500 \text{ kN/m}^2 > 5\text{MPa} = 5000 \text{ kN/m}^2$, do vậy ảnh hưởng lún từ lớp này trở xuống không đáng kể, ta tính lún cho 9 lớp đầu tiên

Độ lún móng khối qui ước

Theo **phụ lục H, mục H.5, TCXD 205 : 1998**, quy định độ lún trung bình hoặc lớn nhất không được vượt quá giới hạn cho phép, đối với nhà nhiều tầng có khung hoàn toàn bằng bê tông cốt thép thì giới hạn cho phép là 8 cm

$$\begin{aligned}
 S_2 &= \sum_{i=1}^2 \frac{0,8}{E} \sigma_{zi}^{gl} \cdot h_i \\
 &= \frac{0,8 \times 1}{14500} \times \left(\frac{464,8}{2} + 435,8 + 354,6 + 263,8 + 189,7 + 156,1 + 116 + 89,5 + \frac{68,1}{2} \right) = 0,047 \text{ m} \\
 &= 4,7 \text{ cm} < [S] = 8 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Như vậy là độ lún dự báo của móng thoả mãn điều kiện cho phép

8.6.8. Kiểm tra độ lún lệch giữa các móng

Độ lún lệch tương đối giữa móng cột giữa và cột biên:

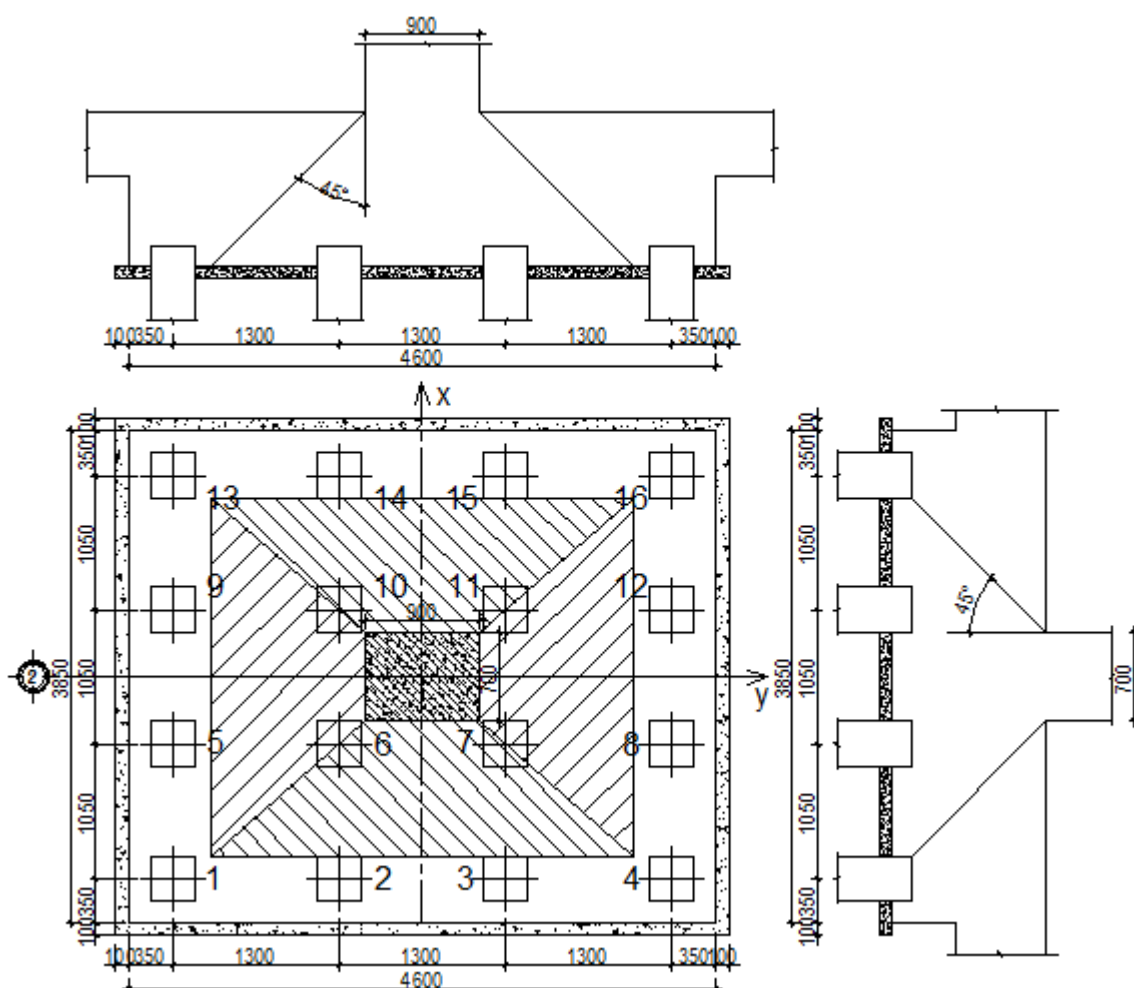
Theo phụ lục H, mục H.5, TCXD 205 : 1998, quy định độ lún lệch tương đối không được vượt quá giới hạn cho phép, đối với nhà nhiều tầng có khung hoàn toàn bằng bê tông cốt thép thì giới hạn cho phép là 0,002

$$\frac{\Delta S}{L} = \frac{S_2 - S_1}{L} = \frac{4,7 - 3,9}{700} = 0,00114 < \left[\frac{\Delta S}{L} \right] = 0,002$$

Vậy lún lệch giữa các móng thỏa điều kiện cho phép.

8.6.9. Kiểm tra điều kiện xuyên thủng

Vẽ hình tháp nón thủng tự do với góc nghiêng bằng 45°



Hình 8.7 Tháp chọc thủng móng M2

Với chiều cao đài $h_d = 1,2$ m thì tháp chọc thủng như hình vẽ. Ta thấy chỉ có các cọc C6, C7, C10, C11 là nằm trong tháp chọc thủng. Trong trường hợp này ta chỉ cần kiểm tra với góc chọc thủng 45° ứng với trường hợp nén thủng tự do là đủ

Điều kiện chọc thủng:

$$P_{xt} \leq P_{cx}$$

Trong đó:

P_{xt} - lực xuyên thủng, $P_{xt} = N^t - \sum P_i$, với P_i là phản lực các cọc nằm trong tháp xuyên thủng. Để thiên về an toàn phản lực đầu cọc chỉ xét do lực dọc gây ra (không xét đến mô men, lực ngang, trọng lượng bản thân đài và đất nền trên đài)

$$P_{xt} = N^t - (P_6 + P_7 + P_{10} + P_{11}) = 12667 - (823 + 832 + 825 + 833) = 9354 \text{ kN}$$

Bảng 8-15 Giá trị phản lực đầu cọc móng M2

Cọc	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2	$\sum x_i^2$	$\sum y_i^2$	p_i (kN)
1	-1.575	-1.95	2.48	3.80	22.05	33.8	813
2	-1.575	-0.65	2.48	0.42	22.05	33.8	822
3	-1.575	0.65	2.48	0.42	22.05	33.8	830
4	-1.575	-1.95	2.48	3.80	22.05	33.8	813
5	-0.525	-1.95	0.28	3.80	22.05	33.8	815
6	-0.525	-0.65	0.28	0.42	22.05	33.8	823
7	-0.525	0.65	0.28	0.42	22.05	33.8	832
8	-0.525	-1.95	0.28	3.80	22.05	33.8	815
9	0.525	-1.95	0.28	3.80	22.05	33.8	816
10	0.525	-0.65	0.28	0.42	22.05	33.8	825
11	0.525	0.65	0.28	0.42	22.05	33.8	833
12	0.525	-1.95	0.28	3.80	22.05	33.8	816
13	1.575	-1.95	2.48	3.80	22.05	33.8	818
14	1.575	-0.65	2.48	0.42	22.05	33.8	826
15	1.575	0.65	2.48	0.42	22.05	33.8	835
16	1.575	-1.95	2.48	3.80	22.05	33.8	818

$$P_{cx} = \alpha R_{bt} u_m h_0 : \text{lực chống xuyên thủng}$$

Trong đó:

α : hệ số lấy bằng 1, ứng với bê tông nặng

R_{bt} : cường độ chịu kéo của bê tông, B25, $R_{bt} = 1,05 \text{ Mpa}$

u_m : giá trị trung bình của chu vi đáy trên và đáy dưới tháp nén thủng.

$$u_m = 2(h_c + b_c + 2h_o) = 2 \times (0,9 + 0,7 + 2 \times 1,05) = 8,6 \text{ m}$$

$$P_{cx} = \alpha R_{bt} u_m h_0 = 1 \times 1050 \times 8,6 \times 1,05 = 9481,5 \text{ kN} > P_{xt} = 9354 \text{ kN}$$

Vậy đài thỏa điều kiện chọc thủng

8.6.10. Tính toán cốt thép đài cọc

Cốt thép tính toán cho đài móng để đảm bảo khả năng chịu uốn của đài dưới tác dụng của phản lực đầu cọc và xem đài làm việc như 1 consol ngàm vào mép cột. Giả thiết đài tuyệt đối cứng.

Tính toán với tổ hợp tính toán N_{max} , M_{xtur} , M_{ytr} , Q_{xtur} , Q_{ytr}

Momen tại ngàm do phản lực các đầu cọc gây ra với giá trị :

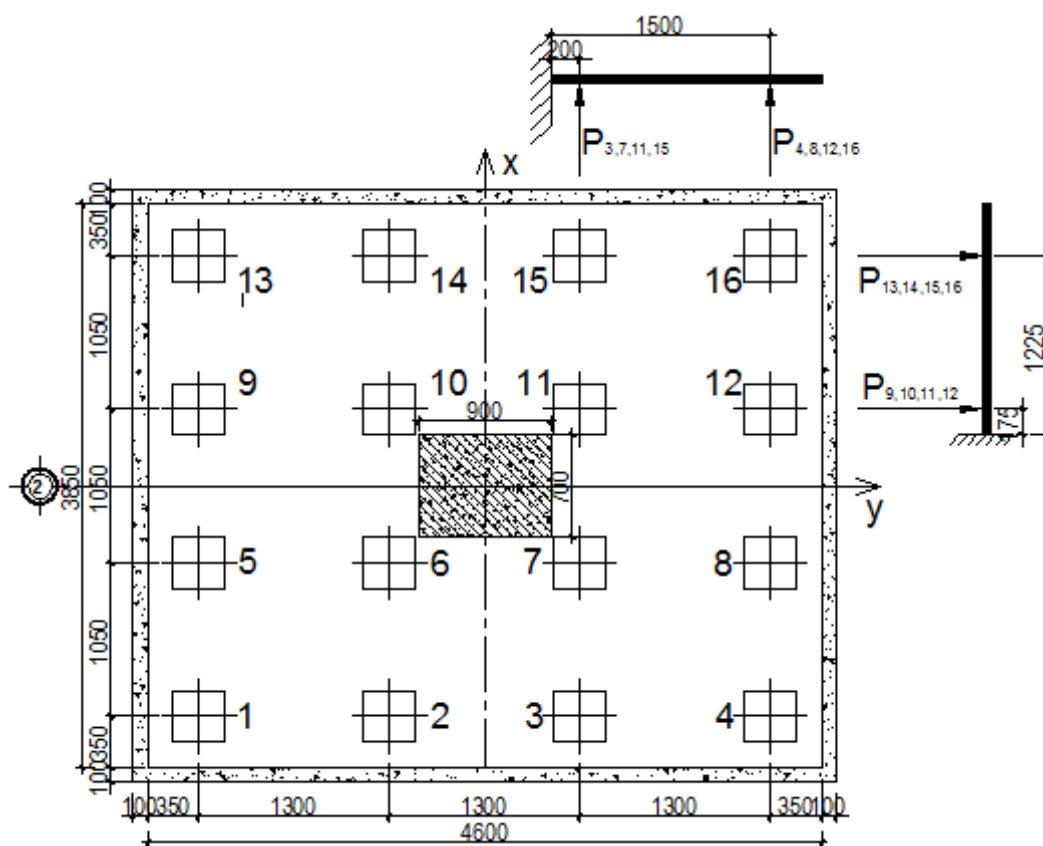
$$M = \sum_{i=1}^n d_i P_i$$

Trong đó:

- d_i : khoảng cách từ tâm cọc thứ i đến mặt ngàm.
- P_i : phản lực đầu cọc thứ i .

Diện tích cốt thép tính theo công thức :

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2} \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} \quad A_s = \frac{\xi \cdot \gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_o}{R_s}$$



Hình 8.8 Sơ đồ tính thép móng M2

8.6.10.1. Tính cốt thép đặt theo phương x

$$M = \sum P_i l_i = (P_9 + P_{10} + P_{11} + P_{12}) \times L_1 + (P_{13} + P_{14} + P_{15} + P_{16}) \times L_2$$

$$= (816 + 825 + 833 + 816) \times 0,175 + (818 + 826 + 835 + 818) \times 1,225 = 4614,58 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{461458}{0,9 \times 1,45 \times 460 \times 105^2} = 0,07$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 0,072$$

Diện tích cốt thép được tính theo công thức:

$$A_s = \frac{\xi \cdot \gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_o}{R_s} = \frac{0,072 \times 0,9 \times 1,45 \times 460 \times 105}{36,5} = 124,9 \text{ cm}^2$$

Chọn 31 ϕ 25a150 ($A_s = 152,1 \text{ cm}^2$)

8.6.10.2. Tính cốt thép đặt theo phương y

$$M = \sum P_i l_i = (P_3 + P_7 + P_{11} + P_{15}) \times L_3 + (P_4 + P_8 + P_{12} + P_{16}) \times L_4$$

$$= (830 + 832 + 833 + 835) \times 0,2 + (813 + 815 + 816 + 818) \times 1,5 = 5559 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{555900}{0,9 \times 1,45 \times 385 \times 105^2} = 0,1$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 0,106$$

Diện tích cốt thép được tính theo công thức:

$$A_s = \frac{\xi \cdot \gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_o}{R_s} = \frac{0,106 \times 0,9 \times 1,45 \times 385 \times 105}{36,5} = 153,2 \text{ cm}^2$$

Chọn 26 ϕ 28a150 ($A_s = 160,1 \text{ cm}^2$)

PHẦN III: THI CÔNG

CHƯƠNG 9: CÔNG TÁC CHUẨN BỊ

9.1. GIỚI THIỆU ĐẶC ĐIỂM CÔNG TRÌNH .

9.1.1. Vị trí xây dựng công trình

Công trình chung cư Thống Nhất, được đầu tư để phục vụ nhu cầu nhà ở cho người dân .

Vị trí : Công trình được xây dựng trên khu đất tại khu quy hoạch dân cư quận Gò Vấp, TP. Hồ Chí Minh.

9.1.2. Địa chất công trình

Từ số liệu khảo sát địa chất công trình, cho thấy nền đất xây dựng công trình có các đặc điểm sau:

- + Lớp đất 1: Đất san lấp 1.5m.
- + Lớp đất 2: Bùn sét 17m.
- + Lớp đất 3: Sét sét xám vàng 6,8m
- + Lớp đất 4: Cát pha nâu vàng, 1,2m
- + Lớp đất 5: Sét pha, 4,2m
- + Lớp đất 6 : Sét nửa cứng, 4,6m
- + Lớp đất 7 : Cát trung, 38,5m

9.1.3. Những thuận lợi và khó khăn trong thi công đối với công trình

Do vị trí công trình nằm ngoại thành thành phố nên việc thi công có nhiều thuận lợi nhưng cũng gặp nhiều khó khăn:

- Thuận lợi :
 - + Tại địa điểm thi công công trình là gần trung tâm quận Phú Nhuận nên nguồn điện, nước, đường giao thông và cơ sở hạ tầng đều rất hoàn chỉnh.
 - + Từ công trình đến các chỗ cung ứng vật tư cơ sở hạ tầng rất hoàn hảo nên việc cung cấp vật tư và thiết bị, máy thi công dễ dàng.
 - + Điện được cung cấp từ nguồn điện của thành phố
 - + Nước được cung cấp từ nguồn nước thành phố
 - + Nhân công được thuê tại địa phương.
 - + Máy móc thiết bị thuê ở các đơn vị thi công chuyên ngành tại địa phương
- Khó khăn:

Mặt bằng thi công chật hẹp, nên việc bố trí kho bãi, lán trại và các bộ phận gia công hết sức là tiết kiệm diện tích. Từ đó việc dự trữ vật tư, đưa phương tiện thi công vào công trình phải được tính toán một cách rất chặt chẽ.

9.1.4. Những yêu cầu về vật liệu và máy móc thiết bị

9.1.4.1. Nguồn cung cấp vật tư xây dựng

Các loại vật tư chủ yếu như: xi măng, sắt, thép, coppha thép, gỗ... được cung cấp theo yêu cầu của công trình xây dựng. Đảm bảo yêu cầu sử dụng của công trình. Toàn bộ khối lượng vật tư do xí nghiệp ,nhà máy trong thành phố vận chuyển đến công trình bằng ô tô.

9.1.4.2. Nguồn cung cấp điện cho công trình

Nguồn cung cấp điện: Nguồn điện sử dụng cho công trình được dẫn từ mạng lưới điện của thành phố Hồ Chí Minh vào. Ngoài ra để đảm bảo tiến độ thi công không bị gián đoạn khi bị mất điện công trình phải dự phòng máy phát điện riêng.

9.1.4.3. Nguồn cung cấp nước cho công trình

Nguồn nước dùng cho thi công được lấy từ giếng khoan tại công trình, do đó phải khoan giếng để phục vụ cho công việc thi công tại công trình.

9.1.4.4. Nguồn cung cấp nhân lực cho công trình

Lực lượng thi công chủ yếu sử dụng nguồn nhân lực trên địa bàn thành phố và các vùng lân cận thông qua các tổ đội nhận khoán. Đáp ứng các yêu cầu trình độ văn hóa kĩ thuật do BCH công trình đề ra.

Nguồn nhân công được phân làm các tổ đội chính như sau:

- + Tổ đội đào đất.
- + Tổ đội coppha
- + Tổ đội cốt thép.
- + Tổ đội xây – tô
- + Tổ đội sơn
- + Tổ đội áp lát
- + Tổ đội lắp ráp cửa và hoàn thiện khác

9.1.5. Chuẩn bị máy móc thi công:

Các loại máy móc, phương tiện phục vụ thi công chủ yếu sau:

- Công tác trắc đạc:
- + Máy kinh vĩ: định vị tim, cốt công trình.
- + Máy thủy bình: đo độ chênh cao.
- Công tác phân ngầm:

- + Máy ép cọc
- + Cần trục tự hành bánh xích
- + Máy đào gầu nghịch
 - Công tác bê tông:
- + Máy trộn: Trộn vữa tô trát hoặc trộn bê tông khối lượng nhỏ.
- + Với bê tông khối lớn, chọn phương án sử dụng bê tông thương phẩm.
- + Các loại đầm mặt, đầm dùi.
 - Công tác cốt thép:
- + Máy duỗi cốt thép: dùng duỗi cốt thép Đ6, Đ8
- + Máy cắt, máy uốn cốt thép.

Công tác cốppha, cây chống: Sử dụng cốppha Hòa Phát kết hợp với cốppha gỗ, cây chống sắt tiêu chuẩn và với cây chống gỗ, giàn giáo, cây chống thép, các ốc, khóa liên kết, dây neo, chằng và các vật liệu gỗ phụ trợ.

Ngoài ra, cần trang bị thêm máy vận thăng, cần trục tháp khi tiến hành xây dựng phần công trình trên cao.

9.1.6. Chuẩn bị văn phòng BCH công trường:

Do công trình xây dựng tại địa bàn thành phố nên không yêu cầu xây dựng lán trại cho công nhân. Điều này, cũng tạo điều kiện thuận lợi cho công tác bảo vệ, trực đêm.

Văn phòng cho BCH công trường, do điều kiện mặt bằng thi công chật hẹp cộng với việc tận dụng các văn phòng sẵn có bên cạnh công trình, nên văn phòng BCH được bố trí ngay tại khu vực bên cạnh công trình

9.1.7. Một số lưu ý, thiết bị an toàn lao động:

- + Xây dựng hàng rào bao che quang công trình đảm bảo ăn ninh trật tự và đề phòng mất cắp vật tư, máy móc trong công trình.
- + Cần đặt biển báo nguy hiểm tại các trạm điện; phải có bộ phận chuyên xử lý các sự cố về điện.
- + Cung cấp đầy đủ được các dụng cụ bảo hộ lao động cho công nhân làm việc tại công trường. Đồng thời cũng cung cấp tài liệu và kiến thức về an toàn lao động. Qua đó giúp nâng cao ý thức chấp hành nghiêm chỉnh nội qui an toàn lao động tại công trường.

+ Khi bố trí đường điện ngầm cần có vỏ bọc, bố trí các đường dây điện trên cao cần chú ý không gây cản trở cho xe di chuyển phải có biển báo độ cao, không bố trí quá sát với khu vực thi công ...

CHƯƠNG 10: THI CÔNG ĐÀO ĐẤT

10.1. BIỆN PHÁP THI CÔNG TỔNG QUÁT

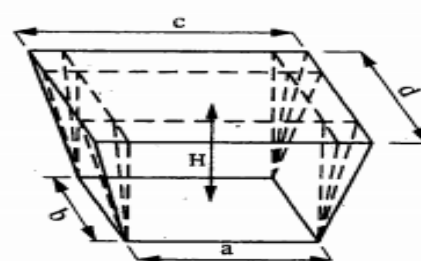
- Độ dốc mái đào theo bảng 1.2 sách Kỹ thuật thi công, tác giả Ts Ngô Đình Đức, PGS Lê Kiều $i=1:1$. Lớp đất san lấp có $h=0,8m$; chiều sâu hố đào $H=3,5m$ (cao độ $-3,5m$) tính luôn lớp bê tông lót móng dày $0,1m$ nên đào toàn bộ đất được chở đi cách công trường $2km$. (khoảng cách giả định)
- Đào rãnh nước, hố thu nước, một phần đất trong cọc bằng máy đến cao độ $-3,4m$, phần còn lại đào bằng tay. Một phần khối lượng phần đất đào rãnh nước, đào máy xen kẽ trong cọc được đổ một bên hố móng, sau đó dùng để lấp hố móng.

10.2. TÍNH KHỐI LƯỢNG ĐẤT ĐÀO, ĐẤT ĐẬP, ĐẤT VẬN CHUYỂN ĐI.

a) Tổng khối lượng đất đào bằng máy.

Chiều sâu hố đào $3,5m$ dự kiến đào bằng thủ công $0,2m$ dưới cùng \Rightarrow chiều cao hố đào bằng máy $H=1,9m$

$$V_{\text{máy}} = \frac{H}{6} [ab + (a+c)(b+d)] - V_{\text{cọc}}$$



Trong đó :

a, b : chiều dài và chiều rộng mặt đáy

c, d : chiều dài và chiều rộng mặt trên

H - chiều cao hố đào

Dựa vào mặt bằng móng ta có: $a=34,4m$, $b=40,4m$, $c=38,6m$, $d=44,6m$.

$$V_{\text{máy}} = \frac{1,9}{6} [34,4 \cdot 40,4 + (34,4 + 38,6)(40,4 + 44,6)] = 2405 m^3$$

$$V_{\text{cọc}} = 0,35 \cdot 0,35 \cdot 402 \cdot 0,6 = 29,55 m^3$$

Tổng khối lượng đào bằng máy : $V_{\text{máy}} = 2405 - 29,55 = 2375,45 m^3$

Tổng khối lượng đào thủ công:

$$V_{\text{Thủ công}} = V_1 - V_c = 277,95 - 9,85 = 268,1 m^3$$

$$V_1 = 0,2 \cdot 34,4 \cdot 40,4 = 277,95 m^3$$

$$V_c = 0,35 \cdot 0,35 \cdot 402 \cdot 0,2 = 9,85 m^3$$

Tổng khối lượng đất đào:

$$+ V_{\text{tổng}} = V_{\text{máy}} + V_{\text{thủ công}} = 2375,45 + 268,1 = 2643,55 \text{ m}^3$$

+ Thể tích đất toi xộp cần để lại lấp hố đào sau khi thi công đào đất:

$$+ V_{\text{đài}} = V_{M1} + V_{M2} + V_{M3} + V_{M4} + V_{M5}$$

$$= 295,8 + 201,84 + 20,37 + 48,57 + 11,34 = 577,92 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{đắp}} = \frac{1 + K_1}{1 + K_0} \times (V_{\text{tổng}} - V_{\text{đài}}) = \frac{1 + 0,3}{1 + 0,04} \times (2643,55 - 577,92) = 2582 \text{ m}^3$$

+ 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” của NGŌ QUANG TUỜNG $K_1 = 30\%$.
- K_0 : độ toi xộp của đất sau khi đầm tra bảng $K_0 = 4\%$.

Thể tích đất cần vận chuyển:

$$V_{\text{vận chuyển}} = (1 + K_1) \times V_{\text{tổng}} - V_{\text{đắp}} = (1 + 0,3) \times 2643,55 - 2582 = 854,62 \text{ m}^3$$

10.3. CHỌN MÁY ĐÀO ĐẤT

+ Chọn máy đào đất dựa trên kích thước hố đào: $H_{\text{đào}} = 3,5 \text{ m}$.

+ Đất đào gồm có hai lớp đất: cát san lấp (1,5m), sét dẻo mềm (2 m).

+ Chọn máy đào gầu nghịch (*dẫn động thủy lực*) KATO mã hiệu: **HD512V** có các thông số kỹ thuật sau:

MÃ HIỆU	q(m ³)	R(m)	h(m)	H(m)	t _{ck} (giây)
HD512V	0,5	8,31	8,75	5,6	18,5

+ Năng suất máy đào được tính theo công thức: $N = q \times N_{ck} \times k_1 \times k_{tg} \left(\frac{m^3}{h} \right)$

Trong đó:

- $q = 0,5 \text{ m}^3$ – dung tích gầu.
- $K_d = 0,9$ – hệ số đầy gầu.
- $K_t = 1,25$ – hệ số toi của đất.
- $k_{tg} = 0,8$ – hệ số sử dụng thời gian.
- Hệ số qui về đất nguyên thổ: $k_1 = \frac{K_d}{K_t} = \frac{0,9}{1,25} = 0,72$
- $N_{ck} = \frac{3600}{T_{ck}}$
- Với $T_{ck} = t_{ck} \times k_{vt} \times k_{quay}$ (T_{ck} thời gian của một chu kỳ quay).
 - $t_{ck} = 18,5 \text{ s}$

- $k_{vt} = 1,1$ hệ số điều kiện khi đổ đất lên thùng xe.
- $K_{quay} = 1$ là hệ số phụ thuộc góc quay φ , cần với $\varphi = 90^0$

$$\Rightarrow T_{ck} = 18,5 \times 1,1 \times 1 = 20,35 \Rightarrow N_{ck} = \frac{3600}{20,35} = 176,9 \text{ (lần/h)}.$$

$$\Rightarrow \text{Năng suất máy đào: } N = 0,5 \times 176,9 \times 0,72 \times 0,8 = 50,94 \left(\frac{m^3}{h} \right)$$

$$\Rightarrow \text{Năng suất 1 máy đào trong 1 ca (8h): } V_{ca} = N \times t = 50,94 \times 8 = 407,52 m^3$$

$$+ \text{ Số ca máy đào cần thiết là: } n = \frac{V_{may}}{V_{ca}} = \frac{2375,45}{407,52} = 5,83 (ca) \text{ (ca). Chọn } n = 6 (ca).$$

+ Tính toán bề rộng theo phương ngang của hố đào:

$$R^2 = S^2 + l_0^2 \Rightarrow S = \sqrt{R^2 - l_0^2}$$

Trong đó:

- l_0 - bước di chuyển của máy đào theo thiết kế, ($l_0 = R - R_{min} = 6,65 - 5,275 = 1,375$ m).

R_{min} : bán kính đào nhỏ nhất. ($R_{min} = 5,275$ m).

- R : bán kính đào đất theo thiết kế ($R = 0,8 \times R_{max} = 0,8 \times 8,31 = 6,65$ (m).

Chọn $l_0 = 2$ m

- S : bề rộng một nửa hố đào theo phương dọc tại cao trình ± 0.000 :

$$S = \sqrt{6,65^2 - 2^2} = 6,34 m, \text{ Chọn } S = 6 m$$

- S_{min} : bề rộng một nửa hố đào theo phương ngang hố đào tại cao trình $- 3,5$ m;

$$S_{min} = S - \frac{H}{i} = 6 - \frac{2,1}{1:1} = 3,9 m \text{ (i: hệ số mái dốc tra bảng 1-2 sách KTTC ứng với đất đắp } i = 1:1).$$

Chọn bề rộng khoang đào 6 m, số khoang đào $n = \frac{38,6}{6} = 6,43$. Ta chọn 6 khoang đào.

10.4. CHỌN Ô TÔ VẬN CHUYỂN ĐẤT

Chọn loại xe tải **HYUNDAI HD270** có dung tích thùng xe $9,1\text{m}^3$, khoảng cách vận chuyển 2 km (*khoảng cách giả định*), tốc độ xe 40km/h, năng suất máy đào là $50,94(\text{m}^3/\text{h})$.

MÃ HIỆU	V(m^3)	Kích thước thùng (di x rộng x cao) (m)	Kích thước xe (di x rộng x cao) (m)
HYUNDAI HD270	9,1	4,8x2,064x0,915	7,62x2,5x2,94

$$\text{Số lượng xe ben chở đất: } m = \frac{T}{t_{ch}} = \frac{t_{ck} + t_{dv} + t_d + t_q}{t_{ch}}$$

Trong đó:

- 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.
- $t_{ch} = \frac{V}{N} \times 60 = \frac{9,1}{50,94} \times 60 = 10,92$ phút, chọn 11 phút.
- Thời gian đi và về của xe: $t_{dv} = \frac{2 \times 2 \times 60}{40} = 6$ phút.
- Thời gian của 1 chuyến xe: $T = t_{ck} + t_{dv} + t_d + t_q = 6 + 2 + 2 + 6 = 16$ phút.

$$\Rightarrow \text{Số xe cần thiết: } m = \frac{T}{t_{ch}} = \frac{16}{6} = 2,67 \text{ xe}$$

Chọn 3 xe vận chuyển đất (*phục vụ cho 01 máy đào*), dung tích thùng xe $9,1\text{m}^3$.

10.5. TỔ CHỨC MẶT BẰNG THI CÔNG 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 $-3,5$ m, đầy gầu thì đổ sang xe vận chuyển. Chu kỳ làm việc của máy đào và máy vận chuyển đã tính toán hợp lý để tránh thời gian chờ lãng phí.

CHƯƠNG 11: THI CÔNG ÉP CỌC

11.1. ĐỊNH NGHĨA VÀ ĐẶC ĐIỂM

11.1.1. Một số định nghĩa

- Cọc ép là cọc được hạ bằng năng lượng tĩnh, không gây nên xung lượng lên đầu cọc.
- Tải trọng thiết kế là giá trị tải trọng do thiết kế dự tính tác dụng lên cọc.
- Lực ép nhỏ nhất (P_{ep}) min là lực ép do Thiết kế quy định để đảm bảo tải trọng thiết kế lên cọc, thông thường lấy bằng $150 \div 200\%$ tải trọng thiết kế;
- Lực ép lớn nhất (P_{ep})max là lực ép do Thiết kế quy định, không vượt quá sức chịu tải của vật liệu cọc; được tính toán theo kết quả xuyên tĩnh, khi không có kết quả này thì thường lấy bằng 200 - 300% tải trọng thiết kế.

11.1.2. Ưu, nhược điểm của phương pháp thi công ép cọc

Hiện nay có nhiều phương pháp để thi công cọc như búa đóng, kích ép, khoan nhồi... Việc lựa chọn và sử dụng phương pháp nào phụ thuộc vào địa chất công trình và vị trí công trình. Ngoài ra còn phụ thuộc vào chiều dài cọc, máy móc thiết bị phục vụ thi công.

Một trong các phương pháp thi công cọc đó là ép cọc bằng kích ép.

- Ưu điểm:
 - Êm, không gây ra tiếng ồn
 - Không gây ra chấn động cho các công trình khác
 - Khả năng kiểm tra chất lượng tốt hơn: từng đoạn cọc được ép thử dưới lực ép và ta xác định được sức chịu tải của cọc qua lực ép cuối cùng.
- Nhược điểm
 - Không thi công được cọc có sức chịu tải lớn hoặc lớp đất xấu cọc phải xuyên qua quá dày.

11.2. CHỌN PHƯƠNG ÁN ÉP CỌC

- Chọn phương án cọc ép vì không gây ô nhiễm môi trường (tiếng ồn) không gây chấn động.
- Cọc được ép trước: là cọc được ép xong mới thi công phần đào đất. Sau khi ép tới mặt đất san lấp dùng một đoạn cọc dẫn bằng thép ống có chiều dài 4,5m để ép tiếp đầu cọc đến độ sâu thiết kế (-3,25m) so với cốt mặt đất tự nhiên.

- Thi công cọc ép: vật liệu cọc BTCT kích thước (350 x 350)mm, dài $L_c = 11,7 + 11,7 + 11,2 = 34,6$ m.
- Công trình có diện tích sân bãi khá rộng nên việc đúc cọc, tập kết các khối đôi trọng, dàn ép được vận chuyển thuận lợi.

11.3. CHUẨN BỊ MẶT BẰNG THI CÔNG

- Phải tập kết cọc trước ngày ép từ 1 đến 2 ngày (cọc được mua từ các nhà máy sản xuất cọc)
- Khu xếp cọc phải đặt ngoài khu vực ép cọc, đường đi vận chuyển cọc phải bằng phẳng, không gồ ghề lồi lõm
- Cọc phải vạch sẵn trục để thuận tiện cho việc sử dụng máy kinh vĩ cân chỉnh
- Cần loại bỏ những cọc không đủ chất lượng, không đảm bảo yêu cầu kỹ thuật
- Trước khi đem cọc đi ép đại trà, phải ép thí nghiệm 1 – 2% số lượng cọc
- Phải có đầy đủ các báo cáo khảo sát địa chất công trình, kết quả xuyên tĩnh

11.4. TÍNH SỐ LƯỢNG CỌC

- Số lượng cọc cần ép cho toàn bộ công trình:
 - + Móng M1: 12 (móng) \times 9 (cọc) = 108 (cọc).
 - + Móng M2: 4 (móng) \times 16 (cọc) = 64 (cọc).
 - + Móng M3: 4 (móng) \times 6 (cọc) = 24 (cọc).
 - + Móng M4 : 2 (móng) \times 32 (cọc) = 64 cọc
- => Tổng số lượng cọc cần ép là: 260 (cọc).
- => Chiều dài 1 cọc là: 34,6m gồm 3 đoạn 11,7m , 11,7m và 11.2m nối lại với nhau.
- Các thông số cọc ép:
 - + Cọc tiết diện: 350 x 350mm.
 - + Chiều dài cọc: 34,6m.
 - + Độ mảnh của cọc ép: $\lambda = \frac{l}{b} = \frac{34,6}{0,35} = 98,9 < 120$

Thỏa mãn độ mảnh cho phép của cọc

11.5. CHỌN MÁY ÉP CỌC

- Cọc có tiết diện 350x350, chiều dài đoạn cọc C1=11,2m; đoạn C2 và C3 = 11,7m

- Sức chịu tải của cọc: $P_{coc} = P_{tk} = 90 \text{ T}$
- Trọng lượng cọc 11,7m: $q = 1,1 \times 2,5 \times 0,35 \times 0,35 \times 11,7 = 3,94\text{T}$.
- Số lượng cọc ép: $260 \times 3 = 780$ cọc.
- Lực ép nhỏ nhất $P_{épmin}$ là lực ép do thiết kế quy định để đảm bảo tải trọng thiết kế lên cọc. Thông thường, trong thực tế thường lấy : $P_{épmin} = (1,5 \div 2) \times P_{tk}$
- + Từ điều kiện địa chất với lớp đất đặt mũi cọc là lớp cát hạt trung chặt vừa có sức kháng lớn ($q_c = 11378\text{kN/m}^2$) nên chọn

$$P_{épmin} = 1,8 \times P_{tk} = 1,8 \times 90 = 162 \text{ (T)}$$

Lực ép lớn nhất: $P_{épmax}$ là lực ép do thiết kế qui định để đảm bảo tải trọng thiết kế thi công ép lên cọc không vượt quá sức chịu tải của vật liệu cọc, thường bằng (2 – 3) lần P_{tk} : $P_{épmax} = (2 \div 3)P_{tk} = (2 \div 3) \times 90 = (180 \div 270) \text{ (T)}$

$$\text{và } P_{épmax} \leq P_{vl} = 217 = 217 \text{ (T)}$$

=> Chọn $P_{épmax} = 205 \text{ (T)}$.

- Chọn máy ép cọc: $P_{ép} = 1,4 \times P_{épmax} = 1,4 \times 205 = 287\text{T}$.

=> Chọn máy ép **MEC300T** có: $P_{máy ép} = 300\text{T}$.

- Trọng lượng đối trọng: $Q = 1,1P_{épmax} = 1,1 \times 205 = 225\text{T}$.

- Mỗi viên đối trọng bằng bê tông cốt thép có kích thước 1x1x3m nặng 7,5T.

=> Chọn 30 viên đối trọng, mỗi bên 15 viên.

- Với các thông số như trên, ta chọn máy ép cọc có những chỉ tiêu kỹ thuật chủ yếu như sau:

+ **Lực ép: 300T.**

+ Chiều cao giá ép 13,8m (kể cả chiều cao bộ máy 0,5m), di chuyển theo 2 phương.

+ Khung giá di động dài 6m; 600x600.

+ Khung cố định dài 4m; 800x800.

+ Áp lực bơm dầu lớn nhất: 400 kG/cm².

+ Chiều rộng bộ máy 3,9m.

+ Chiều dài bộ máy 11m.

$$+ \text{Đường kính piston: } D = \sqrt{\frac{2P_{ép}}{\pi P_{dau}}} = \sqrt{\frac{2 \times 350 \times 10^3}{\pi \times 400}} = 23,61\text{cm.}$$

+ Chọn $D = 25\text{cm}$

11.6. CHỌN 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: $H = 6 + 0,5 + 11,7 + 0,5 + 1,5 = 20,2m$.

- Khi cầu đối trọng : $H = 6 + 0,5 + 1 + 0,5 + 1,5 = 9,5m$.

- Tầm với: $R = d + S + r = 3 + 15,53 \cdot \cos(75^\circ) + 1,5 = 8,5m$.

- 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 cần: $L_{\min} = \frac{H - h_c}{\sin \alpha_{\max}} = \frac{20,2 - 1,5}{\sin 75^\circ} = 19,3m$.

+ Với h_c là chiều cao cần trục, lấy $h_c = 1,5m$.

+ Chọn $L = 20m$.

+ Sức nâng:

- Đối trọng BTCT nặng 7,5T.

- Cọc BTCT nặng 3,94T.

- Tổng trọng lượng phụ kiện 0,5T.

- Khi cần trục nâng đối trọng: $Q = 7,5 + 0,5 = 8T$.

- Khi cần trục nâng cọc: $Q = 3,94 + 0,5 = 4,44T$.

Chọn cần trục Bánh xích HITACHI SUMITOMO mã hiệu SCX300 chiều dài cần 34m (có Catalogue kèm theo).

$Q = 30T$; $[H] = 35m$; $[R] = 26m$.

11.7. CÁC BƯỚC THI CÔNG CỌC ÉP

- **Bước chuẩn bị:**

+ Định vị các tim cọc.

+ Cầu lắp khung đế vào đúng vị trí thiết kế.

+ Đặt đối trọng.

- + Cầu lắp khung cố định và khung ép di động.
 - **Bước 1:**
 - + Cầu dựng cọc vào khung ép.
 - + Điều chỉnh mũi cọc vào vị trí thiết kế.
 - **Bước 2:**
 - + Tiến hành ép cọc đến độ sâu thiết kế (vừa tiến hành ép vừa theo dõi).
 - + Tiến hành ép từ từ .
 - **Bước 3:**
 - + Do cọc gồm 3 đoạn nên khi ép xong từng đoạn cọc thì ta nâng khung ép lên và tiến hành nổi cọc.
 - + Cọc được nổi cách mặt đất 500.
 - + Kiểm tra độ thẳng đứng của cọc.
 - **Bước 4:**
 - + Khi ép đoạn cọc cuối cùng (đoạn thứ 3) đến mặt đất cầu dựng đoạn cọc lõi (bằng thép hoặc BTCT) chụm vào đầu cọc.
 - + Tiến hành ép âm cọc để đầu cọc đến độ sâu thiết kế.
 - + Sau đó nhổ đoạn cọc lõi lên.
 - **Bước 5:**
 - + Kết thúc thi công ép 1 cọc, chuyển hệ khung ép đến vị trí cọc kế tiếp.
 - + Tuần tự ép cọc mới đến độ sâu thiết kế.
 - **Bước 6:**
 - + Kết thúc việc ép cọc trong một móng.
 - + Bóc dỡ đôi trọng sang giá ép khác.
 - + Dùng cầu di chuyển giá ép đến vị trí móng kế tiếp.
 - + Tuần tự ép cọc mới đến hết công trình.
- ❖ Chú ý: trong bản vẽ thi công 1 (TC-1) chỉ thể hiện 3 bước thi công ép cọc chính (bước 3 ÷ 6 gom thành bước 3), chi tiết xem bản vẽ TC -1.

11.8. TIẾN HÀNH ÉP CỌC

11.8.1. Chuẩn bị mặt bằng thi công và cọc

- Việc bố trí mặt bằng thi công ép cọc ảnh hưởng trực tiếp đến tiến độ thi công nhanh hay chậm của công trình. Việc bố trí mặt bằng thi công phải hợp lý để các công việc không bị chồng chéo, cản trở lẫn nhau, giúp đẩy nhanh tiến độ thi công, rút ngắn thời gian thực hiện công trình.

- Cọc phải được bố trí trên mặt bằng sao cho thuận lợi cho việc thi công mà vẫn không cản trở máy móc thi công
- Vị trí các cọc phải được đánh dấu sẵn trên mặt bằng bằng các cột mốc chắc chắn, dễ nhìn.
- Cọc phải được vạch sẵn các đường trục để sử dụng máy ngắm kinh vĩ.

11.8.1.1. Giác đài cọc trên mặt bằng

- Người thi công phải kết hợp với người làm công tác đo đạc. Trên bản vẽ tổng mặt bằng thi công phải xác định đầy đủ vị trí của từng hạng mục công trình, ghi rõ cách xác định lưới tọa độ, dựa vào các mốc chuẩn có sẵn hay dựa vào mốc quốc gia, chuyển mốc vào địa điểm xây dựng.
- Thực hiện các biện pháp để đánh dấu trục móng, chú ý đến mái dốc taluy của hố móng.

11.8.1.2. Giác cọc trong móng

- Giác móng xong, ta xác định được vị trí của đài, ta tiến hành xác định vị trí cọc trong đài.
- Ở phần móng trên mặt bằng, ta đã xác định được tim đài nhờ các điểm chuẩn. Các điểm này được đánh dấu bằng các mốc.
- Căng dây trên các mốc, lấy thẳng bằng, sau đó từ tim đo ra các khoảng cách xác định vị trí tim cọc theo thiết kế.
- Xác định tim cọc bằng phương pháp thủ công, dùng quả dọi thả từ các giao điểm trên dây đã xác định tim cọc để xác định tim cọc thực dưới đất, đánh dấu các vị trí này. Để cho việc định vị thuận lợi và chính xác, ta cần phải lấy 2 điểm mốc nằm ngoài để kiểm tra.

11.8.2. Công tác chuẩn bị ép cọc

- Cọc ép sau nên thời điểm bắt đầu ép cọc tùy thuộc vào sự thoả thuận giữa thiết kế chủ công trình và người thi công ép cọc.
- Vận chuyển và lắp ráp thiết bị ép cọc vào vị trí ép đảm bảo an toàn.
- Chỉnh máy để các đường trục của khung máy, đường trục kích và đường trục của cọc đứng thẳng và nằm trong một mặt phẳng, mặt phẳng này phải vuông góc với ặt phẳng chuẩn nằm ngang (mặt phẳng chuẩn đài móng). Độ nghiêng của nó không quá 5%.
- Kiểm tra 2 mốc cầu của dàn máy thật cẩn thận kiểm tra 2 chốt ngang liên kết dàn máy và lắp dàn lên bộ máy bằng 2 máy.

- Khi cầu đối trọng, dàn phải được kê thật phẳng, không nghiêng lệch, kiểm tra các chốt vít thật an toàn.
- Lần lượt cầu các đối trọng lên dầm khung sao cho mặt phẳng chứa trọng tâm 2 đối trọng trùng với trọng tâm ống thả cọc. Trong trường hợp đối trọng đặt ngoài dầm thì phải kê chắc chắn.
- Dùng cầu tự hành cầu trạm bơm đến gần dàn máy, nối các giắc thủy lực vào giắc trạm bơm, bắt đầu cho máy hoạt động.
- Chạy thử máy ép để kiểm tra độ ổn định của thiết bị (chạy không tải và có tải).
- Kiểm tra cọc và vận chuyển cọc vào vị trí cọc trước khi ép.

11.8.2.1. Kiểm tra các chi tiết nối cọc và máy hàn

Trước khi ép cọc đại trà, phải tiến hành ép để làm thí nghiệm nén tĩnh cọc tại những điểm có điều kiện địa chất tiêu biểu nhằm lựa chọn đúng đắn loại cọc, thiết bị thi công và điều chỉnh đồ án thiết kế, số lượng cần kiểm tra với thí nghiệm nén tĩnh là 1% tổng số cọc ép nhưng không ít hơn 3 cọc.

11.8.2.2. Chuẩn bị tài liệu

- Phải kiểm tra để loại bỏ các cọc không đạt yêu cầu kỹ thuật.
- Phải có đầy đủ các bản báo cáo khảo sát địa chất công trình, biểu đồ xuyên tĩnh, bản đồ các công trình ngầm.
- Có bản vẽ mặt bằng bố trí lưới cọc trong khi thi công.
- Có phiếu kiểm nghiệm cấp phối, tính chất cơ lý của thép và bê tông cọc.
- Biên bản kiểm tra cọc.
- Hồ sơ thiết bị sử dụng ép cọc.

11.8.3. Ép đoạn cọc đầu tiên

- Đoạn cọc đầu tiên phải được lắp chính xác, phải cân chỉnh đế trực của cọc C1 trùng với đường trục của kích và đi qua điểm định vị cọc, độ sai lệch không quá 1cm. Đầu trên của cọc được gắn vào thanh định hướng của khung máy. Nếu đoạn cọc C1 bị nghiêng sẽ dẫn đến hậu quả toàn bộ cọc bị nghiêng.
- Khi đáy kích (hoặc đỉnh pít tông) tiếp xúc với đỉnh cọc thì điều chỉnh van tăng dần áp lực, những giây đầu tiên áp lực dầu tăng dần đều, đoạn cọc C1 cắm sâu dần vào đất với vận tốc xuyên $\leq 1\text{cm/s}$.
- Trong quá trình ép dựng 2 máy kinh vĩ đặt vuông góc với nhau để kiểm tra độ thẳng đứng của cọc lúc xuyên xuống. Nếu xác định cọc nghiêng thì dừng lại để điều chỉnh ngay.

- Khi đầu cọc C1 cách mặt đất $0,5 \div 0,6\text{m}$ thì tiến hành lắp đoạn cọc C2.

11.8.4. Ép đoạn cọc thứ 2

- Trước khi nối cọc phải kiểm tra bề mặt hai đầu đoạn cọc thứ hai, phải chỉnh sửa cho thật phẳng để nối cọc cho chính xác. Kiểm tra các chi tiết mối nối và chuẩn bị các bản mã, máy hàn và tiến hành nối cọc. Dùng cần trục lắp đoạn cọc thứ hai vào vị trí máy. Dùng máy kinh vĩ chỉnh trục đoạn cọc thứ nhất và thứ hai trùng với trục của thiết bị ép, độ nghiêng của đoạn cọc thứ hai không quá 1%.
- Gia tải lên đầu cọc một lực sao cho áp lực ở mặt tiếp xúc hai đầu cọc khoảng $3 \div 4\text{kG/cm}^2$, tạo tiếp xúc tốt giữa bề mặt hai đoạn cọc. Nếu bề mặt tiếp xúc giữa hai cọc không chặt thì phải tiến hành chèn chặt bằng các đệm thép, sau đó mới tiến hành hàn nối cọc theo qui định thiết kế. Trong quá trình hàn phải giữ nguyên lực tiếp xúc.
- Sau khi đó tiến hành nối cọc phải kiểm tra mối nối rồi tiến hành ép đoạn cọc hai. Tăng dần áp lực nén để thắng lực ma sát và lực kháng xuyên của đất ở mũi cọc. Điều chỉnh áp lực cho đoạn cọc đi vào lòng đất với tốc độ không quá 1cm/s , sau đó tăng tốc độ xuyên nhưng không quá 2cm/s .
- Trong quá trình ép nếu thấy lực nén tăng đột ngột tức là mũi cọc đó gặp phải đất cứng hoặc vật cản khi đó cần giảm lực nén để cọc xuyên qua từ từ. Nếu không qua được thì phải dừng lại tránh tăng lực ép vượt quá giá trị chịu tải của cọc dẫn đến cọc bị phá hoại.

11.8.5. Ép đoạn cọc thứ 3

- Làm tương tự như đoạn cọc thứ 2.
- Sau cùng ta lắp dựng và ép đoạn cọc dẫn ép âm để đưa cọc xuống độ sâu thiết kế.
- Vì hành trình của pít tông máy ép chỉ ép được cách mặt đất tự nhiên khoảng $0,5 \div 0,6\text{m}$, do vậy chiều dài đoạn cọc ép âm được lấy từ cao trình đỉnh cọc trong đài đến mặt đất tự nhiên cộng thêm một đoạn $0,6\text{m}$ là hành trình pít tông như trên, có thể lấy ra thêm $0,5\text{m}$ nữa giúp thao tác ép dễ dàng hơn.
- Cọc ép âm có thể bằng BTCT hoặc thép. Đặt đoạn cọc dẫn lên đầu đoạn cọc thứ hai sao cho chúng ôm khít lấy đỉnh của đoạn cọc thứ hai. Kiểm tra độ thẳng của cọc dẫn và đoạn cọc thứ hai. Tiếp tục tăng áp lực từ từ để ép cọc xuống độ sâu thiết kế. Sau khi ép xong thì tiến hành trượt khung ép trên hệ giá đỡ sang vị trí ép cọc mới và làm tiếp theo trình tự như trên.

11.8.6. Kết thúc công việc ép cọc

Cọc được coi là ép xong khi thoả mãn 3 điều kiện:

Chiều dài đoạn cọc ép vào đất nền trong khoảng $L_{\min} \leq L_c \leq L_{\max}$

- Trong đó:
- + L_{\min}, L_{\max} là chiều dài ngắn nhất và dài nhất của cọc được thiết kế dự báo theo tình hình biến động của nền đất trong khu vực.
- + L_c là chiều dài cọc đó hạ vào trong đất so với cốt thiết kế.
- + Lực ép trước khi dừng trong khoảng $(P_{ep})_{\min} \leq (P_{ep})_{KT} \leq (P_{ep})_{\max}$

Trong đó :

- + $(P_{ep})_{\min}$ là lực ép nhỏ nhất do thiết kế quy định.
- + $(P_{ep})_{\max}$ là lực ép lớn nhất do thiết kế quy định.
- + $(P_{ep})_{KT}$ là lực ép tại thời điểm kết thúc ép cọc, trị số này được duy trì với vận tốc xuyên không quá 1cm/s trên chiều sâu không ít hơn ba lần đường kính (hoặc cạnh) cọc.

Cọc được ngàm vào lớp đất tốt chịu lực một đoạn ít nhất bằng $3 \div 5$ lần đường kính cọc (kể từ lúc áp lực tăng đáng kể).

Trường hợp không đạt 3 điều kiện trên người thi công phải báo cho chủ công trình và thiết kế để xử lý kịp thời khi cần thiết, làm khảo sát đất bổ sung, làm thí nghiệm kiểm tra để có cơ sở lý luận xử lý.

11.8.7. Các điểm cần chú ý trong thời gian ép cọc

- Việc ghi chép lực ép theo nhật ký ép cọc nên tiến hành cho từng mét chiều dài cọc cho tới khi đạt tới $(P_{ep})_{\min}$, bắt đầu từ độ sâu này nên ghi cho từng 20cm cho tới khi kết thúc, hoặc theo yêu cầu cụ thể của Tư vấn, Thiết kế.
- Ghi chép lực ép đầu tiên khi mũi cọc đã cắm sâu vào lòng đất từ 0,3 – 0,5m thì ghi chỉ số lực ép đầu tiên sau đó cứ mỗi lần cọc xuyên được 1m thì ghi chỉ số lực ép tại thời điểm đó vào nhật ký ép cọc
- Nếu thấy đồng hồ đo áp lực tăng lên hoặc giảm xuống 1 cách đột ngột thì phải ghi vào nhật ký ép cọc sự thay đổi đó.
- Nhật ký phải đầy đủ các sự kiện ép cọc có sự chứng kiến của các bên có liên quan.

11.8.7.1. Ghi chép theo dõi lực ép theo chiều dài cọc

- Khi mũi cọc cắm sâu vào đất từ 30- 50cm thì ghi chỉ số lực đầu tiên. Sau đó cứ mỗi lần cọc đi xuống sâu được 1m thì ghi lực ép tại thời điểm đó vào sổ nhật ký ép cọc

- Nếu thấy chỉ số trên đồng hồ đo áp lực tăng lên hoặc giảm xuống đột ngột thì phải ghi vào nhật ký cộng độ sâu và giá trị lực ép thay đổi đột ngột nói trên. Nếu thời gian thay đổi lực ép kéo dài thì ngừng ép và tìm hiểu nguyên nhân, đề xuất phương pháp xử lý.
- Sổ nhật ký được ghi một cách liên tục đến hết độ sâu thiết kế, khi lực ép tác dụng lên cọc có giá trị bằng 0,8Pép min thì ghi lại độ sâu và giá trị đó
- Bắt đầu từ độ sâu có áp lực $P=0,8P_{\text{ép min}}$, ghi chép tương ứng với từng độ sâu xuyên 20cm vào nhật lý, tiếp tục ghi như vậy cho đến khi ép xong 1 cọc.

11.8.7.2. Thời khóa biểu đầu cọc

- Mục đích của khóa đầu cọc
 - + Huy động cọc vào thời điểm thích hợp trong quá trình tăng tải của công trình không chịu những độ lún hoặc lún không đều.
 - + Đối với cọc ép trước khi thi công đài, việc khóa đầu cọc do CĐT và người thi công quyết định.
- Thực hiện việc khóa đầu cọc
 - + Sửa đầu cọc cho đúng cao trình thiết kế.
 - + Đổ bù xung quanh bằng cát hạt trung, đầm chặt cho tới cao độ của lớp bê tông lót.
 - + Đặt lưới thép cho cọc.

11.8.8. Kiểm tra sức chịu tải của cọc

Sau khi ép xong toàn bộ cọc của công trình phải kiểm tra nén tĩnh cọc bằng cách thuê các cơ quan chuyên kiểm tra

Số cọc phải kiểm tra bằng 1% tổng số cọc công trình, nhưng không nhỏ hơn 3 cọc

Sau khi kiểm tra phải có kết quả đầu đủ về khả năng chịu tải, độ lún cho phép, nếu đạt yêu cầu có thể tiến hành đào móng để thi công bê tông đài.

11.8.9. Một số sự cố khi thi công cọc ép

- Cọc bị nghiêng khỏi vị trí thiết kế.
 - + Nguyên nhân: do khi ép cọc gặp chướng ngại vật bên dưới hay mũi cọc vát không đều.
 - + Biện pháp xử lý: dừng ngay việc ép cọc. Cho tìm hiểu nguyên nhân gây ra, nếu là do vật cản thì có biện pháp đào phá bỏ vật cản, nếu do cọc vát không

đều thì phải khoan dẫn hướng cho cọc xuống thẳng đứng, chỉnh lại vị trí cọc và cho ép tiếp.

- Cọc ép xuống khoảng 1m đầu tiên thì bị cong, xuất hiện vết nứt gãy ở vùng chân cọc.
 - + Nguyên nhân: Do cọc gặp vật cứng bên dưới nên lực ép lớn.
 - + Biện pháp xử lý: tiến hành thăm dò nếu chướng ngại vật bé thì ép cọc lệch sang vị trí bên cạnh. Nếu vật cản lớn kiểm tra xem số cọc đó đủ khả năng chịu lực hay chưa. Nếu không phải tăng số lượng cọc ép hoặc có biện pháp khoan dẫn để ép cọc xuống độ sâu thiết kế.
 - + Khi ép cọc chưa xuống độ sâu thiết kế mà áp lực ép đó đạt thì khi đó phải giảm bớt tốc độ ép, tăng lực ép lên từ từ. Nếu cọc vẫn không xuống thì phải dừng ép và báo cáo bên thiết kế để có biện pháp xử lý. Nếu nguyên nhân là do lớp các hạt trung bị nén quá chặt thì phải dừng ép, chờ một thời gian cho lớp đất giảm dần và ép trở lại.

11.9. AN TOÀN LAO ĐỘNG TRONG THI CÔNG ÉP CỌC

- Phải huấn luyện cho công nhân, trang bị bảo hộ và kiểm tra an toàn thiết bị ép cọc.
- Chấp hành nghiêm chỉnh quy định trong an toàn lao động về sử dụng vận hành kích thủy lực, động cơ điện cần cầu,...
- Các khối đối trọng phải được xếp theo nguyên tắc tạo thành khối ổn định, không được để khối đối trọng nghiêng và rơi đổ trong quá trình ép cọc.
- Phải chấp hành nghiêm, chặt chẽ quy trình an toàn lao động trên cao, dây an toàn, thang sắt...
- Dây cáp chọn hệ số an toàn > 6.

CHƯƠNG 12: THI CÔNG ĐÒ BÊTÔNG MÓNG

12.1. TÍNH TOÁN THIẾT KẾ VÀ LẮP DỰNG VÁN KHUÔN

12.1.1. Nguyên lí cấu tạo

- Từng loại ván khuôn làm việc độc lập, tức là có hệ cột chống riêng cho từng ván khuôn, ván thành của móng chỉ chịu lực xô ngang. Đa số các ván khuôn, cột chống được làm bằng gỗ hoặc kim loại. Ván khuôn, cột chống phải đáp ứng được các yêu cầu sau:
 - + Được chế tạo đúng kích thước của các bộ phận kết cấu công trình.
 - + Bền, cứng, ổn định, không cong ,vênh.
 - + Gọn, nhẹ, tiện dụng và dễ tháo, lắp.
 - + Dùng được nhiều lần. Đối với ván khuôn gỗ phải dùng được từ 3 – 7 lần.

Ván khuôn kim loại phải dùng được từ 50 – 200 lần.

12.1.2. Thiết kế ván khuôn cho đài móng

Ta tính toán ván khuôn cho một móng M1, còn các móng khác tính tương tự

12.1.2.1. Chọn ván khuôn đài móng:

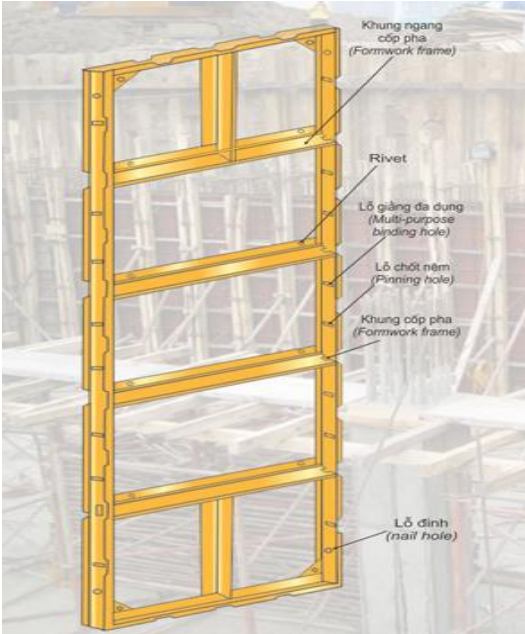
- Các loại ván khuôn thông dụng được dùng trong thi công các công trình hiện nay ở nước ta hiện nay là ván khuôn gỗ và ván khuôn định hình kim loại.
- Ván khuôn gỗ có ưu điểm là vốn đầu tư ban đầu không lớn, dễ gia công, tính toán, chế tạo. Song nhược điểm của ván khuôn gỗ là hệ số sử dụng thấp. Đối với những công trình lớn cần thi công nhanh, hệ số luân chuyển lớn thì việc sử dụng ván khuôn gỗ là không hợp lí.
- Ván khuôn kim loại do công ty Hòa Phát chế tạo.
- Bộ ván khuôn bao gồm :
 - + Các tấm khuôn chính.
 - + Các tấm góc (trong và ngoài).
 - + Các tấm ván khuôn này được chế tạo bằng tôn, có sườn dọc và sườn ngang dày 3mm, mặt khuôn dày 2mm.
 - + Các phụ kiện liên kết : móc kẹp chữ U, chốt chữ L.
 - + Thanh chống kim loại.
- Ưu điểm của bộ ván khuôn kim loại

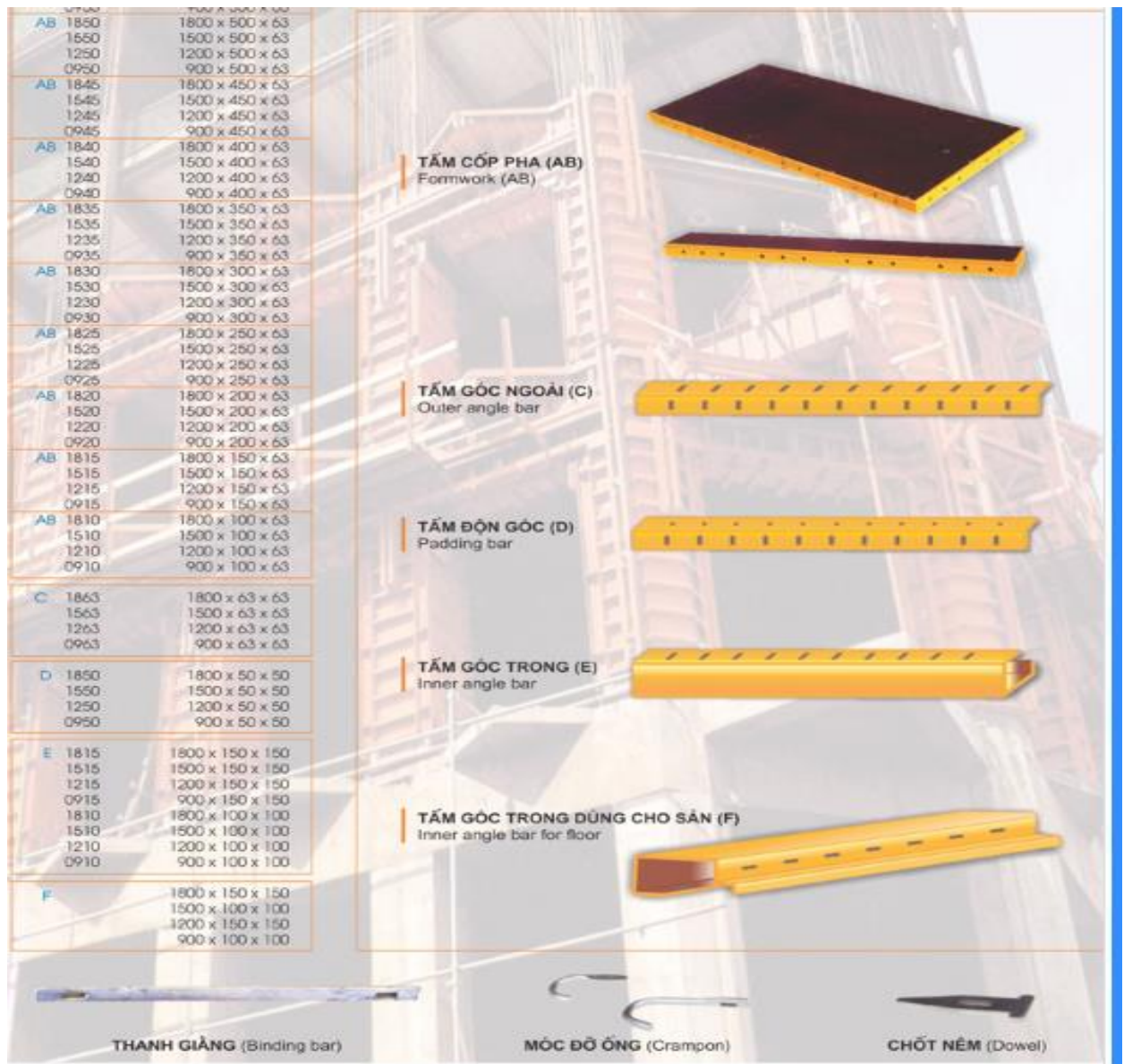
- + Có tính "vạn năng" được lắp ghép cho các đối tượng kết cấu khác nhau: móng khối lớn, sàn, dầm, cột, bể ...
- + Trọng lượng các ván nhỏ, tầm nặng nhất khoảng 16kg, thích hợp cho việc vận chuyển lắp, tháo bằng thủ công.
- + Đảm bảo bề mặt ván khuôn phẳng nhẵn.
- + Khả năng luân chuyển được nhiều lần.

Từ sự phân tích ở trên ta lựa chọn phương án sử dụng ván khuôn kim loại do công Hòa Phát chế tạo vào các công tác ván khuôn đài móng, giằng, cổ móng và cột, dầm, sàn.

Các đặc tính kỹ thuật của tấm ván khuôn được nêu trong bảng sau:

Bảng 12-1 Tính toán thành phần ma sát xung quanh cọc

	<p>KHUNG CỐT PHA Làm bằng thép cán nóng, có cường độ chịu lực cao để bảo vệ ván ép không bị gãy và xước. Quy cách: rộng: 63mm dày: 8mm, trọng lượng: 2,6kg/m</p> <p>Loại mặt gỗ ép phủ phim hoặc tre ép Được làm bằng gỗ ép phủ phim không thấm nước, được bao phủ bởi phim Connixsim đặc biệt, chống thấm có mặt nhẵn bóng làm cho bề tông hoàn hảo và dễ cạo tẩy lớp bê tông dính vào tấm ván ép. Phù hợp cho việc đổ bê tông không cần tô trát. Rất ưu điểm khi hết tuổi thọ của bề mặt ván, chỉ cần thay mặt ván khác là trở thành tấm cốt pha mới.</p> <p>Loại mặt tôn Được làm bằng tôn dày 2,5mm. Có độ bền cao, chịu lực tốt.</p> <p>1. Khung ngang cốt pha: Dùng để đỡ ván ép, chống lại sự biến dạng. 2. Rivet: Công dụng của loại đinh rivet này là dùng để cố định tấm ván ép và khi cần có thể lấy ra thay ván ép được dễ dàng. 3. Lỗ giằng đa dụng: Các lỗ giằng này có ở thanh dọc và thanh ngang của khung panel với chiều dài là 300 mm, rất tiện lợi cho việc lắp ráp. 4. Lỗ chốt: Có ở các rãnh của thanh với chiều dài là 150mm dùng để nối các tấm cốt pha với nhau hoặc gắn các thanh giằng hay khớp nối. 5. Khung cốt pha: Được làm bởi loại thép có hàm lượng cacbon cao, trọng lượng nhẹ và có đặc tính cơ học tốt để bảo đảm tối đa sự chuyển động của quán tính và đạt độ cứng tối ưu.</p>	<p>FORMWORK FRAME Made from hot rolled steel with high anti-force capacity to protect plywood from breakage and durability. Specification: width: 63mm thickness: 8mm weight: 2.6kg/m</p> <p>Plywood plate Made of a special Connixsim film faced plywood of water resistance, smooth and imprinted surface making it easier to remove concrete remained on the surface. It is suitable for pouring concrete without mortaring. The superior of this item is that as soon as the longevity of the plywood plate is over, you can own a new formwork by replacing another plywood plate.</p> <p>Steel plate Made from 2.5mm steel plate with high anti-force and durability.</p> <p>1. Level frame of formwork: Used to hold plywood plate avoiding deformation. 2. Rivet: The rivet used to fix plywood plate and it is easily reassembled to replace a new plywood plate as needed. 3. Multi-purpose binding hole: The holes are drilled on level and along the bar of the formwork frame, at the length of 30mm so it is very convenient for assembling. 4. Pinning hole: Scattered on gutters of the bar with the length of 150mm, used to connect plate or fix binding bar or joints. 5. Formwork frame: Made from steel of high carbon, light weight and good mechanics feature, ensuring absolutely inertia movement and gaining maximum hardness.</p>
--	---	--



12.1.3. Tính khoảng cách sườn ngang

- Tính cho móng M1 có kích thước trên mặt bằng 2,9x3,0(m)

- Tính toán ván khuôn thành móng và khoảng cách cây chống xiên để ván khuôn đảm bảo chịu lực do áp lực của bê tông và chấn động do đầm, tác động của thi công.

- Dùng ván khuôn thép định hình có kích thước tiết diện 500x1500x63 (đài cao 1,5m nên ta dùng 8 tấm có kích thước như trên, ngoài ra ta còn dùng các tấm thép góc ngoài có kích thước 1800x150x63), chiều cao lớp đế móng 0,1m. Tải trọng tác dụng lên ván khuôn móng gồm có:

+ Áp lực xô ngang của bê tông khi đổ: $P = \gamma \times H$

Trong đó:

H : chiều cao ảnh hưởng của thiết bị đầm sâu, đà móng cao 1,5m chia thành 2 đợt đầm.

$$\text{Thay vào: } P = 2500 \times \frac{1,5}{2} = 1875 \text{ daN} / \text{m}^2.$$

+ Áp lực do đổ bê tông bằng máy bơm bê tông:

$$q_1 = n_b \times q_b = 1,3 \times 400 = 520 \text{ daN} / \text{m}^2$$

+ Áp lực do đầm bê tông bằng đầm dùi:

$$q_2 = n_d \times q_d = 1,3 \times 200 = 260 \text{ daN} / \text{m}^2$$

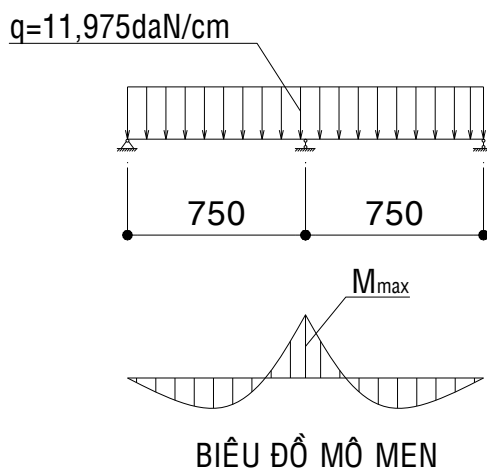
Vì khi đổ bê tông thì không đầm và ngược lại do vậy khi tính toán ta lấy giá trị nào lớn hơn.

=> Tải trọng tính toán lên ván khuôn đứng (bỏ qua trọng lượng bản thân ván khuôn):

$$q_{tt} = (P + q_1) \times b = (1875 + 520) \times 0,5 = 1197,5 \text{ daN} / \text{m}$$

Trong đó $b=0,5\text{m}$ bề rộng tấm ván khuôn.

- Sơ đồ tính toán: coi ván khuôn móng là một dầm đơn giản chịu tải trọng phân bố đều, các gối tựa là các thanh sườn ngang là các ống thép D48,1 dày 4mm. Chọn khoảng cách giữa các sườn ngang là 750mm



Hình 4.9. Sơ đồ tính toán ván khuôn đài móng.

$$\text{Mômen lớn nhất: } M_{\max} = \frac{qL^2}{10} = \frac{11,975 \times 75^2}{10} = 6735,94 \text{ daN.cm}$$

Ta có: $[\sigma] = 2100 \text{ daN} / \text{cm}^2$ ứng suất cho phép của ván khuôn thép.

W: Mômen kháng uốn của ván khuôn

$$W = 8,534 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{6735,94}{8,534} = 789,3 \text{ daN/cm}^2$$

Suy ra $\sigma < [\sigma] = 2100 \text{ daN/cm}^2$ Vậy khoảng cách giữa các sườn ngang chọn 750mm là hợp lý.

- Kiểm tra độ võng theo công thức: $f = \frac{q^{tc} \cdot l^4}{128EJ_{vk}}$

E: môđun đàn hồi của thép : $2,1 \cdot 10^6 \text{ daN/cm}^2$.

J_{vk} mômen quán tính của ván khuôn : $J_{vk} = 42,89 \text{ cm}^4$.

$$q^{tc} = (\gamma H + q_b) \cdot x_b = (2500 \cdot 0,75 + 400) \cdot 0,5 = 1137,5 \text{ daN/m}$$

Thay số được độ võng của ván khuôn:

$$f = \frac{11,375 \times 75^4}{128 \times 2,1 \times 10^6 \times 42,89} = 0,031 \text{ cm}$$

$$\text{Độ võng cho phép: } [f] = \frac{l}{400} = \frac{75}{400} = 0,1875 \text{ cm.}$$

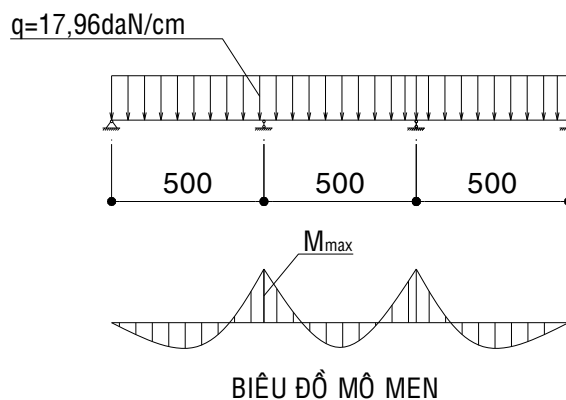
Vậy ván khuôn đảm bảo điều kiện về độ võng.

12.1.4. Tính khoảng cách cây chống

$$q_{tt} = (P + q_1) \times 0,75 = (1875 + 520) \times 0,75 = 1796,25 \text{ daN/m}$$

bỏ qua trọng lượng bản thân sườn ngang.

- Sơ đồ tính toán: Xem sườn ngang ống thép D48,1 dày 4mm như 1 dầm liên tục các gối là các cây chống. Chọn khoảng cách cây chống là 0,5m.



$$\text{Mômen lớn nhất: } M_{\max} = \frac{qL^2}{10} = \frac{17,96 \times 50^2}{10} = 4490 \text{ daN.cm}$$

Ta có: $[\sigma] = 2100 \text{ daN/cm}^2$.

W: Mômen kháng uốn của ống thép D48,1 dày 4mm

$$W = 2,47 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{4490}{2,47} = 1817,8 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

Suy ra $\sigma < [\sigma] = 2100 \text{ daN} / \text{cm}^2$ Vậy khoảng cách giữa các cây chống chọn 500mm là hợp lý.

- Kiểm tra độ võng theo công thức: $f = \frac{q^{tc} \cdot l^4}{128EJ_{\delta}}$

E: môđun đàn hồi của thép : $2,1 \cdot 10^6 \text{ daN} / \text{cm}^2$.

J_đ mômen quán tính của ống thép D48,1 dày 4mm n : $J_{\delta} = 7,71 \text{ cm}^4$.

$$q^{tc} = (\gamma H + q_b) \times b = (2500 \times 0,75 + 400) \times 0,75 = 1706,25 \text{ daN} / \text{m}$$

Thay số được độ võng của ván khuôn:

$$f = \frac{17,06 \times 50^4}{128 \times 2,1 \times 10^6 \times 7,71} = 0,051 \text{ cm}$$

$$\text{Độ võng cho phép: } [f] = \frac{l}{400} = \frac{50}{400} = 0,125 \text{ cm}.$$

Vậy ván khuôn đảm bảo điều kiện về độ võng.

12.1.5. Chọn cây chống

Chọn góc nghiêng của cây chống là 45°

Tải trọng tác dụng lên cây chống:

$$Q_{tt} = \frac{(P + q_1) \times 0,75 \times 0,5}{\cos 45^{\circ}} = \frac{(1875 + 520) \times 0,75 \times 0,5}{\cos 45^{\circ}} = 1270 \text{ daN}$$

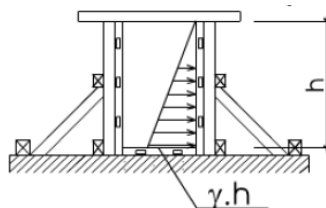
Chọn cây chống đơn Hòa Phát mã hiệu K-102 có:

- Đường kính ống ngoài 60 (mm)
- Đường kính ống trong 40 (mm)
- Chiều cao ống ngoài 1,5 (m)
- Chiều cao ống trong 2 (m)
- Chiều cao làm việc tối thiểu 2 (m)
- Chiều cao làm việc tối đa 3,5 (m)
- Khả năng chịu nén 2000 (kg)

- Khả năng chịu kéo 1500 (kg)

12.1.6. Chọn ván khuôn giằng và tính toán khoảng cách gông.

- Dầm giằng móng có kích thước tiết diện 0,3x0,5m. Tính toán ván khuôn thành, đáy giằng móng và khoảng cách cây chống xiên để ván khuôn đảm bảo chịu lực do áp lực của bê tông và chấn động do đầm và quá trình thi công.
- Dùng ván khuôn thép định hình có kích thước tiết diện 1500x300x63 (thành dầm được ghép bởi 2 tấm). Quan niệm ván khuôn là một dầm liên tục đều nhịp.



Hình 12.1 Áp lực xô ngang vào ván khuôn thành

Tải trọng tác dụng lên ván khuôn thành gồm có :

- + áp lực xô ngang của bê tông khi đổ:

$$P = \gamma H = 2500 \times 0,5 = 1250 \text{ daN} / \text{m}^2$$

- + áp lực do đổ bê tông bằng máy bơm bê tông:

$$q_1 = n_b \times q_b = 1,3 \times 400 = 520 \text{ daN} / \text{m}^2$$

- + áp lực do đầm bê tông bằng đầm dùi:

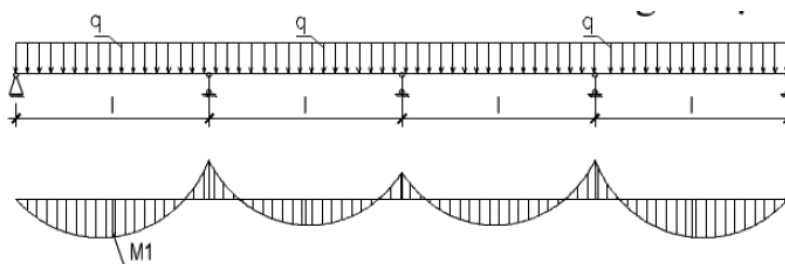
$$q_2 = n_d \times q_d = 1,3 \times 200 = 260 \text{ daN} / \text{m}^2$$

Vì khi đổ bê tông thì không đầm và ngược lại do vậy khi tính toán ta lấy giá trị nào lớn hơn.

Tải trọng tính toán lên ván khuôn đứng:

$$q_{tt} = (P + q_1) \times b = (1250 + 520) \times 0,3 = 531 \text{ daN/m}. \text{ Với } b=0,3 \text{ bề rộng tấm ván khuôn.}$$

- Sơ đồ tính toán: coi ván khuôn thành giằng móng là một dầm liên tục chịu tải trọng phân bố đều, các gối tựa là các thanh chống xiên.



Hình 12.2 Sơ đồ tính toán ván khuôn thành giằng móng.

$$\text{Mômen lớn nhất: } M_{\max} = \frac{qL^2}{10} = \frac{5,31 \times L^2}{10} = 0,531L^2 \text{ daN.cm}$$

Ta có: $[\sigma] = 2100 \text{ daN/cm}^2$.

W: Mômen kháng uốn của ván khuôn.

$$W = 6,61 \text{ cm}^3$$

$$\text{Suy ra } \sigma = \frac{M_{\max}}{W} \leq [\sigma] = 2100 \text{ daN/cm}^2 \Rightarrow L \leq \sqrt{\frac{2100 \times 6,61}{0,531}} = 162 \text{ cm}$$

Chọn khoảng cách giữa các thanh chống xiên $L = 150 \text{ cm}$.

$$\text{- Kiểm tra độ võng theo công thức: } f = \frac{q^{tc} \cdot L^4}{128EJ_{vk}}$$

E: môđun đàn hồi của thép : $2,1 \cdot 10^6 \text{ daN/cm}^2$.

J_{vk} mômen quán tính của ván khuôn: $J_{vk} = 31,76 \text{ cm}^4$.

$$q^{tc} = (\gamma H + q_b) \cdot x_b = (2500 \times 0,5 + 400) \times 0,3 = 495 \text{ daN/m}$$

Thay số được độ võng của ván khuôn:

$$f = \frac{4,95 \times 150^4}{128 \times 2,1 \times 10^6 \times 31,76} = 0,29 \text{ cm}$$

$$\text{Độ võng cho phép: } [f] = \frac{l}{400} = \frac{150}{400} = 0,375 \text{ cm.}$$

Vậy ván khuôn đảm bảo điều kiện về độ võng.

12.1.7. Lắp dựng ván khuôn

Ván khuôn được lắp dựng sau khi đã lắp dựng xong cốt thép móng. Xác định chính xác tim móng theo 2 phương bằng máy kinh vĩ.

Dùng thước mẫu hướng vuông góc đường trục theo 2 phía với trục móng, từ tim lấy ra một đoạn = 1/2 bề rộng đáy móng + với chiều dày ván khuôn đóng cũ xác định vị trí ván khuôn.

Đặt khuôn ván đúng vị trí, đóng cột và các thanh chống để cố định ván khuôn.

Để kiểm tra độ thẳng đứng của ván khuôn của cột theo 2 phương ta dùng dây dọi.

12.1.8. Kiểm tra nghiệm thu sau khi lắp ghép các tấm ván khuôn.

Khi ván khuôn đã lắp dựng xong, phải tiến hành kiểm tra và nghiệm thu theo các điểm sau:

- Độ chính xác của ván khuôn so với thiết kế.

- Độ chính xác của các bu lông neo và các bộ phận lắp đặt sẵn cùng ván khuôn.
- Độ chặt, kín khít giữa các tấm ván khuôn và giữa ván khuôn với mặt nền.
- Độ vững chắc của ván khuôn, nhất là ở các chỗ nối.

12.1.9. Tháo dỡ ván khuôn.

Các bộ phận ván khuôn thành bên không chịu lực chỉ được phép tháo dỡ sau khi bê tông đạt cường độ đủ đảm bảo giữ được bề mặt và góc cạnh không bị sứt mẻ. Khi tháo ván khuôn phải có các biện pháp tránh va chạm hoặc chấn động làm hỏng mặt ngoài hoặc sứt mẻ các cạnh góc của bê tông và phải đảm bảo cho ván khuôn không bị hư hỏng.

12.2. CÔNG TÁC CỐT THÉP MÓNG.

Cốt thép phải sử dụng đúng số hiệu, mác, đường kính, kích thước và số lượng. Cốt thép phải đặt đúng miền chịu lực mà thiết kế quy định, đảm bảo chiều dày lớp bê tông bảo vệ.

Cốt thép phải sạch, không han rỉ, cong vênh trong quá trình thi công. Khi gia công lắp dựng xong không cho phép cốt thép chờ quá 4 ngày.

Khi gia công, cắt kéo, uốn hàn phải tránh không làm thay đổi tính chất cơ lý của cốt thép.

12.2.1. Gia công

Được tiến hành theo 1 số công đoạn sau:

Nắn thẳng, đánh rỉ: thép nhỏ dùng tời, máy tuốt để nắn kết hợp đánh rỉ, thép lớn dùng máy uốn.

Gia công nguội (tăng cường độ của thép): đưa cốt thép vào bộ phận dập, khi ra khỏi phận dập nguội cốt thép có đường kính nhỏ hơn, lõi lõm → tăng khả năng bám dính của bê tông.

Nối thép : việc nối buộc (chồng lên nhau) đối với các loại công trình được thực hiện theo quy định của thiết kế. Không nối ở chỗ chịu lực lớn và chỗ uốn cong. Trong 1 mặt cắt ngang của tiết diện ngang không quá 25% tổng diện tích của cốt thép chịu lực đối với thép tròn trơn và không quá 50% đối với thép có gờ.

Việc nối buộc phải thỏa mãn yêu cầu: Chiều dài nối theo quy định của thiết kế, dùng dây thép mềm $d = 1\text{mm}$ để nối, cần buộc ở 3 vị trí: giữa và 2 đầu.

12.2.2. Lắp dựng

Cần thỏa mãn các yêu cầu:

- Các bộ phận lắp trước không gây trở ngại cho các bộ phận lắp sau. Có biện pháp giữ ổn định trong quá trình đổ bê tông.
- Các con kê để ở vị trí thích hợp tùy theo mật độ cốt thép nhưng không quá 1m con kê bằng chiều dày lớp bê tông bảo vệ và làm bằng vật liệu không ăn mòn công trình, không phá huỷ bê tông.
- Sai lệch về chiều dày lớp bê tông bảo vệ không quá 3mm khi a 15mm và 5mm đối với a 15mm.

12.2.3. Kiểm tra và nghiệm thu cốt thép trước khi đổ bê tông:

Sau khi đã lắp đặt cốt thép vào công trình, trước khi tiến hành đổ bê tông tiến hành kiểm tra và nghiệm thu thép theo các phần sau:

- Hình dáng, kích thước, quy cách của cốt thép.
- Vị trí của cốt thép trong từng kết cấu.
- Sự ổn định và bền chắc của cốt thép, chất lượng các mối nối thép.
- Số lượng và chất lượng các tấm kê làm đệm giữa cốt thép và ván khuôn.

12.3. CÔNG TÁC BÊ TÔNG MÓNG.

12.3.1. Tính toán khối lượng bê tông.

Vì tất cả các móng có kích thước giống nhau do đó ta chỉ cần tính cho một móng sau đó nhân với số móng.

Khối lượng bê tông móng:

- + Móng M1 : $12 \times 3 \times 2,9 \times 1,2 = 125,28 \text{ m}^3$
- + Móng M2 : $4 \times 4,6 \times 3,85 \times 1,2 = 85 \text{ m}^3$
- + Móng M3 : $4 \times 2 \times 2,9 \times 1,2 = 27,84 \text{ m}^3$
- + Móng M4 : $2 \times 3,85 \times 10,65 \times 1,2 = 98,4 \text{ m}^3$

Tổng khối lượng bê tông móng: $V = 336,52 \text{ m}^3$

Khối lượng bê tông giằng móng

* Với loại giằng 4,3m (10 cây)

$$V1 = 0,3 \times 0,5 \times 4,3 \times 10 = 6,45 \text{ m}^3$$

* Với loại giằng 4m (10 cây)

$$V2 = 0,3 \times 0,5 \times 4 \times 10 = 6 \text{ m}^3$$

* Với loại giằng 5,1m (10 cây)

$$V3 = 0,3 \times 0,5 \times 5,1 \times 10 = 7,65 \text{ m}^3$$

* Với loại giăng 2m (6 cây)

$$V4 = 0,3 \times 0,5 \times 2 \times 6 = 1,8 \text{ m}^3$$

* Với loại giăng 2,85m (12 cây)

$$V5 = 0,3 \times 0,5 \times 2,85 \times 12 = 5,13 \text{ m}^3$$

* Với loại giăng 3,1m (12 cây)

$$V6 = 0,3 \times 0,5 \times 3,1 \times 12 = 5,58 \text{ m}^3$$

Tổng khối lượng bê tông giăng móng: $V = 6,45 + 6 + 7,65 + 1,8 + 5,13 + 5,58 = 32,61 \text{ m}^3$

12.3.2. Chọn máy trộn bê tông

12.3.2.1. Chọn máy thi công bê tông lót móng.

Do khối lượng bê tông lót móng nhỏ nên bê tông lót móng dùng trạm trộn công trường. Chọn máy trộn tự do (loại quả lê, xe đẩy) mã hiệu SB – 16V có các thông số kỹ thuật sau:

- Thể tích thùng trộn: 500 lít
- Thể tích xuất liệu: 330 lít
- Tốc độ quay thùng: 18 vòng/phút.
- Thời gian trộn: 60s.

Tính toán năng suất máy trộn theo công thức:

$$N = V_{sl} \times K_{xl} \times N_{ck} \times K_{tg}$$

Trong đó: V_{xl} – Dung tích sản xuất thùng trộn, $V_{xl} = (0,5 \sim 0,8)V_{hh}$.

V_{hh} – Dung tích hình học của thùng trộn, $V_{hh} = 0,5 \text{ (m}^3\text{)}$.

Chọn $V_{xl} = 0,7$ $V_{hh} = 0,7 \times 0,5 = 0,35 \text{ (m}^3\text{)}$.

K_{xl} – Hệ số xuất liệu: $K_{xl} = 0,7$ khi trộn bê tông.

N_{ck} – Số mẻ trộn trong 1 giờ. $N_{ck} = 3600/T_{ck}$

Với $T_{ck} = t_{đỏ vào} + t_{trộn} + t_{đỏ ra} = 20 + 60 + 20 = 100\text{s}$

K_{tg} – Hệ số sử dụng thời gian, $K_{tg} = 0,7$.

Vậy năng suất của máy là:

$$N = 0,35 \times 0,7 \times (3600/100) \times 0,7 = 6,17 \text{ (m}^3\text{/h)}$$

Năng suất máy trộn trong một ca là: $6,17 \times 8 = 49,36 \text{ (m}^3\text{/ca)}$

12.3.2.2. Chọn máy thi công bê tông móng và giằng.

Khối lượng bê tông móng và giằng tương đối lớn, nếu thi công bằng phương pháp dùng trạm trộn công trường thời gian thi công sẽ kéo dài và chất lượng bê tông không cao. Vì vậy với bê tông móng và giằng dùng phương án sử dụng bê tông thương phẩm. Xe bơm bê tông có tay cần dùng bơm **Putzmeister 32Z-12H** có các thông số kỹ thuật như sau:

**BƠM CẦN Putzmeister - 32Z 12H**

THÔNG SỐ CHUNG	
Trọng lượng	23130 kG
Số đốt cần	4
Đường kính ống bơm	125 mm
Chiều dài đoạn ống mềm	3 m
KÍCH THƯỚC VẬN CHUYỂN	
Dài	11090 mm
Rộng	2500 mm
Cao	3900 mm
THÔNG SỐ BƠM	
Mã hiệu	12L
Công suất (phía cần/phía pít tông)	110/74 m ³ /giờ
Áp suất (phía cần/phía pít tông)	85/112 Bar
THÔNG SỐ LÀM VIỆC	
Chiều cao bơm lớn nhất	32,3 m
Tầm xa bơm lớn nhất	28 m
Độ sâu bơm lớn nhất	20,5m

Xe trộn và vận chuyển bê tông: Cifa - SL 8 dung tích bồn chứa bê tông 8m³



Máy đầm bê tông: Đầm dùi chạy điện Model ZN50



12.3.3. Vận chuyển vữa bê tông.

- Những yêu cầu đối với việc vận chuyển vữa bê tông:

- + Thiết bị vận chuyển phải kín để tránh cho nước xi măng khỏi bị rò rỉ, chảy mất nước vữa.
- + Tránh xóc nảy để không gây phân tầng cho vữa bê tông trong quá trình vận chuyển.
- + Thời gian vận chuyển phải ngắn.
- Chọn phương tiện vận chuyển vữa.

Do phạm vi vận chuyển vữa ngắn (< 100m) nên chọn phương tiện vận chuyển khi đổ bê tông lót là xe cải tiến.

12.3.4. Đổ bê tông.

- Công tác chuẩn bị.

- + Nền đổ bê tông phải được chuẩn bị tốt.
- + Với ván khuôn phải kín khít; nếu hở ít ($\leq 4\text{mm}$) thì tưới nước cho gỗ nở ra, nếu hở nhiều ($\geq 5\text{mm}$) thì chèn kín bằng giấy xi măng hoặc bằng nệm tre hay nệm gỗ.
- + Tưới nước vào ván khuôn để làm cho gỗ nở ra bịt kín các khe hở và không hút nước bê tông sau này.

- + Các ván khuôn được quét 1 lớp chống dính để dễ dàng tháo dỡ ván khuôn về sau.
- + Phải dọn dẹp, làm sạch rác bẩn ở ván khuôn.
- + Phải giữ chiều dày lớp bảo vệ bê tông bằng cách buộc thêm các cục kê bằng vữa bê tông giữa cốt thép và ván khuôn.
- + Trước khi đổ bê tông phải kiểm tra hình dạng và kích thước, vị trí, độ sạch và độ ổn định của ván khuôn và cốt thép, kiểm tra cột chống, sàn công tác xem có chắc chắn và bền vững không.
- + Trong suốt quá trình đổ bê tông, phải thường xuyên kiểm tra sàn công tác, ván khuôn, thanh chống. Tất cả những sai sót, hư hỏng phải được sửa chữa ngay.
- Kỹ thuật đổ bê tông.

Bê tông sau khi trộn được trút vào xe cải tiến do công nhân điều khiển di chuyển trên sàn công tác và được trút xuống vị trí giằng móng. Để tránh phân tầng khi trút bê tông, bê tông được trút xuống hố móng bằng các máng nghiêng.

- Đầm bê tông.

+ Mục đích:

Đảm bảo cho khối bê tông được đồng nhất

Đảm bảo cho khối bê tông đặc chắc không bị rỗng hoặc rỗ ngoài.

Đảm bảo cho bê tông bám chặt vào cốt thép để toàn khối bê tông cốt thép cùng chịu lực.

+ Phương pháp đầm.

Với bê tông lót móng:

Đầm bê tông lót bằng máy đầm chấn động mặt (đầm bàn), thời gian đầm một chỗ với đầm bàn là từ (30 ~50) s.

Khi đầm bê tông bằng đầm bàn phải kéo từ từ và đảm bảo vị trí để giải đầm sau áp lên giải đầm trước một khoảng từ (5 ~ 10) cm.

Khi sử dụng đầm chấn động trong cần tuân theo một số quy định sau:

- + Đầm luôn luôn phải hướng vuông góc với mặt bê tông.
- + Bê tông đổ làm nhiều lớp thì đầm phải cắm được 5 ~ 10 cm vào lớp bê tông đổ trước.
- + Chiều dày của lớp bê tông đổ để đầm không vượt quá 3/4 chiều dài của đầm.
- + Khi đầm xong 1 vị trí, di chuyển sang vị trí khác phải nhẹ nhàng, rút lên hoặc tra đầm xuống từ từ.

- + Khoảng cách giữa hai vị trí dầm là $1,5r_0$. Với r_0 – Là bán kính ảnh hưởng của dầm.
- + Khi dầm phải tránh làm sai lệch vị trí cốt thép hoặc ván khuôn.
- + Dấu hiệu chứng tỏ đã dầm xong là không thấy vữa sụt lún rõ ràng, trên mặt bằng phẳng.