

KHOA KIẾN TRÚC- XÂY DỰNG

CÔNG TRÌNH CHUNG CỬ CAO
CẤP ĐỒNG NỘI

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP
KIẾN TRÚC XÂY DỰNG

MỤC LỤC

CHƯƠNG 1: KIẾN TRÚC	1
1.1. KHÁI QUÁT VỀ KIẾN TRÚC CÔNG TRÌNH	1
1.1.1. Giới thiệu về công trình	1
1.1.2. Các giải pháp kiến trúc của công trình.....	4
1.1.3. CÁC GIẢI PHÁP KỸ THUẬT KHÁC	10
CHƯƠNG 2: DỮ LIỆU THIẾT KẾ	12
2.1. CƠ SỞ TÍNH TOÁN KẾT CẤU.....	12
2.2. LỰA CHỌN GIẢI PHÁP KẾT CẤU PHẦN THÂN	12
2.2.1. Phân loại kết cấu nhà cao tầng.....	12
2.2.2. Phân tích một số kết cấu để chịu lực cho công trình.....	12
2.2.3. Lựa chọn phương án kết cấu.....	13
2.3. LỰA CHỌN KẾT CẤU SÀN	13
2.4. LỰA CHỌN KẾT CẤU NỀN MÓNG.....	14
2.5. VẬT LIỆU SỬ DỤNG CHO CÔNG TRÌNH	15
2.5.1. Yêu cầu về vật liệu sử dụng cho công trình.....	15
2.5.2. Bê tông (theo TCXDVN 5574-2012)	15
2.5.3. Cốt thép (theo TCXDVN 5574-2012)	16
2.5.4. Lốp bê tông bảo vệ.....	16
2.6. SƠ BỘ KÍCH THƯỚC CÁC CẤU KIỆN CỦA CÔNG TRÌNH	17
2.6.1. Chọn kích thước sơ bộ cho sàn.	17
2.6.2. Chọn kích thước sơ bộ cho dầm.....	18
2.6.3. Chọn kích thước sơ bộ cho cột.....	19
CHƯƠNG 3: TÍNH TOÁN SÀN TẦNG ĐIỂN HÌNH.....	23
3.1. MẶT BẰNG KẾT CẤU SÀN TẦNG ĐIỂN HÌNH.....	23
3.2. TÍNH TOÁN TẢI TRỌNG.....	24
3.2.1. Tĩnh tải	24

3.2.2. Hoạt tải.....	31
3.3. TÍNH NỘI LỰC CHO SÀN.....	32
3.3.1. Sử dụng phương pháp tra bảng.....	32
3.3.2. Phân loại ô bản sàn.....	33
3.4. TÍNH CỐT THÉP CHO SÀN.....	39
3.4.1. Tiêu chuẩn thiết kế.....	39
3.4.2. Tính toán 2 ô sàn điển hình S1 và S6.....	39
3.4.3. Bảng tổng hợp tính toán và bố trí thép sàn.....	42
3.5. KIỂM TRA ĐỘ VÕNG CỦA SÀN.....	45
3.5.1. Độ võng của sàn bản kê bốn cạnh.....	45
3.5.2. Độ võng của sàn bản dầm.....	45
CHƯƠNG 4: THIẾT KẾ CẦU THANG.....	47
4.1. SỐ LIỆU TÍNH TOÁN.....	47
4.2. TÍNH TOÁN CHO VẾ 1 VÀ VẾ 2.....	48
4.2.1. Tải trọng tác dụng.....	48
4.2.2. Sơ đồ tính và nội lực.....	50
4.2.3. Tính và bố trí cốt thép bản thang.....	51
4.3. TÍNH TOÁN CHO VẾ 3.....	52
4.3.1. Tải trọng tác dụng.....	52
4.3.2. Sơ đồ tính và nội lực.....	52
4.3.3. Tính và bố trí cốt thép cho vế 3.....	53
4.4. TÍNH TOÁN CHO DẦM CHIỀU NGHỈ.....	53
4.4.1. Tải trọng tác dụng lên dầm.....	53
4.4.2. Sơ đồ tính và nội lực.....	55
4.4.3. Tính và bố trí cốt thép dầm chiều nghỉ.....	56
CHƯƠNG 5: THIẾT KẾ KHUNG TRỤC 2.....	59
5.1. MỞ ĐẦU.....	60

5.2. KÍCH THƯỚC SƠ BỘ.....	61
5.2.1. Bề dày sàn	61
5.2.2. Tiết diện dầm	61
5.2.3. Tiết diện cột	62
5.3. TẢI TRỌNG TÍNH TOÁN	62
5.3.1. Tĩnh tải.....	62
5.3.2. Hoạt tải.....	64
5.3.3. Tải trọng gió.....	65
5.3.4. Tổ hợp nội lực	68
5.4. MÔ HÌNH ETABS	73
5.4.1. Mô hình	73
5.4.2. Đánh giá kết quả mô hình trên Etabs	76
5.5. TÍNH CỐT THÉP CỘT KHUNG TRỤC 2	76
5.5.1. Cơ sở lý thuyết	77
5.5.2. Số liệu tính toán	81
5.5.3. Kết quả tính toán.....	82
5.6. TÍNH CỐT THÉP DẦM KHUNG TRỤC 2	90
5.6.1. Cơ sở lý thuyết	90
5.6.2. Số liệu tính toán	92
5.6.3. Kết quả tính toán.....	92
CHƯƠNG 6: THIẾT KẾ MÓNG KHUNG TRỤC 2.....	99
6.1. ĐÁNH GIÁ ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH.....	99
6.1.1. Cấu trúc địa tầng	99
6.1.2. Đánh giá tính chất của đất nền.....	104
6.1.3. Xem xét ảnh hưởng của mực nước ngầm	105
6.2. CÁC LOẠI TẢI TRỌNG DÙNG ĐỂ TÍNH TOÁN	105
6.2.1. Tải trọng tính toán.....	105

6.2.2. Tải trọng tiêu chuẩn	106
6.3. LỰA CHỌN GIẢI PHÁP MÓNG	106
6.4. THIẾT KẾ MÓNG CỌC ÉP	107
6.4.1. Các giả thuyết tính toán	107
6.4.2. Xác định sức chịu tải của cọc.....	107
6.4.3. Thiết kế móng M1 (Tại cột C2, C13, C18 khung trục 2).....	112
6.4.4. Thiết kế móng M2 (Tại cột C7 và C10 khung trục 2)	135
6.4.5. Kiểm tra cọc theo điều kiện cầu lắp	158
6.5. THIẾT KẾ MÓNG CỌC NHỒI.....	160
6.5.1. Cấu tạo đài cọc và cọc.....	160
6.5.2. Xác định sức chịu tải của cọc khoan nhồi.....	160
6.5.3. Thiết kế móng M1 (tại cột C2, C13, C18 khung trục 2).....	165
6.5.4. Thiết kế móng M2 (tại cột C7 và C10 khung trục 2).....	186
<u>TÀI LIỆU THAM KHẢO</u>	209

CHƯƠNG 1: KIẾN TRÚC

1.1. KHÁI QUÁT VỀ KIẾN TRÚC CÔNG TRÌNH

1.1.1. Giới thiệu về công trình

1.1.1.1. Mục đích xây dựng công trình

Do tốc độ của quá trình đô thị hóa diễn ra quá nhanh, cùng với sự tăng tự nhiên của dân số thì dân số Thành phố Hồ Chí Minh còn phải tiếp nhận một lượng lớn người nhập cư từ các tỉnh thành trong cả nước đổ về lao động và học tập. Hiện nay dân số thành phố Hồ chí Minh trên dưới sáu triệu người, đang tạo ra một áp lực rất lớn cho thành phố trong việc giải quyết việc làm, đặc biệt là chỗ ở cho hơn sáu triệu người hiện nay và sẽ còn tăng nữa trong những năm tới.

Quỹ đất dành cho thô cư ngày càng thu hẹp, do đó việc tiết kiệm đất xây dựng cũng như khai thác có hiệu quả diện tích hiện có là một vấn đề rất căng thẳng của Thành phố Hồ Chí Minh.

Các tòa nhà chung cư cao cấp cũng như các dự án chung cư cho người có thu nhập thấp ngày càng cao hơn trước. Đó là xu hướng tất yếu của một xã hội luôn đề cao giá trị con người, công năng sử dụng của chung cư không chỉ gói gọn là chỗ ở đơn thuần mà nó mở rộng ra thêm các dịch vụ phục vụ cư dân sinh sống trong các căn hộ thuộc chung cư đó. Giải pháp xây dựng các tòa nhà chung cư cao tầng là giải pháp tối ưu nhất, tiết kiệm nhất và khai thác quỹ đất có hiệu quả nhất so với các giải pháp khác trên cùng diện tích đó.

Nhằm mục đích giải quyết các yêu cầu và mục đích trên, **Công trình chung cư cao cấp ĐÔNG NỘI** được thiết kế và xây dựng 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 một cộng đồng dân cư sống trong đó, với giá cả đúng như chất lượng phục vụ đảm bảo cho đời sống ngày càng đi lên của một tầng lớp dân cư có thu nhập cao.

1.1.1.2. Vị trí và đặc điểm công trình

* Vị trí công trình

Địa chỉ: Đường số 15, phường An Phú, Quận 2, Thành phố Hồ Chí Minh.



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

* Điều kiện tự nhiên

Thành phố Hồ Chí Minh nằm trong vùng nhiệt đới gió mùa nóng ẩm với các đặc trưng của vùng khí hậu miền Đông Nam Bộ, chia thành 2 mùa rõ rệt:

Mùa mưa: Từ tháng 5 đến tháng 11.

- Nhiệt độ trung bình: 25°C.
- Nhiệt độ thấp nhất: 20°C.
- Nhiệt độ cao nhất: 30°C (khoảng tháng 4).
- Lượng mưa trung bình: 274.4 mm.
- Lượng mưa cao nhất: 638 mm (khoảng tháng 9).
- Lượng mưa thấp nhất: 31 mm (khoảng tháng 11).
- Độ ẩm trung bình: 84.5%.
- Độ ẩm cao nhất: 100%.
- Độ ẩm thấp nhất: 79%.
- Lượng bốc hơi trung bình: 28 mm/ngày.
- Lượng bốc hơi thấp nhất: 6,5 mm/ngày.
- Mùa khô: Từ tháng 12 đến tháng 4.

- Nhiệt độ trung bình: 27°C.

Hướng gió: hướng gió Tây Nam và Đông Nam với tốc độ trung bình 2.15 m/s. Thời lượng mùa mưa từ tháng 5 đến tháng 11, ngoài ra còn có gió Đông Bắc thổi nhẹ. Số giờ nắng trung bình khá cao, ngay trong mùa mưa cũng có trên 4 giờ/ngày, vào mùa khô là trên 8 giờ/ngày.

Tần suất lặng gió trung bình hàng năm là 26%, lớn nhất là tháng 8 (34%), nhỏ nhất là tháng 4 (14%). Tốc độ gió trung bình 1.4 – 1.6m/s. 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 (tháng 9).

Thủy triều tương đối ổn định ít xảy ra hiện tượng đột biến về dòng nước. Hầu như không có lũ lụt, chỉ ở những vùng ven thềm thoảng có ảnh hưởng.

Công trình nằm ở khu vực Quận 2, TP Hồ Chí Minh nên chịu ảnh hưởng chung của khí hậu miền Nam. Đây là vùng có khí hậu nhiệt đới gió mùa, nóng ẩm, mưa nhiều.

Thời tiết trong năm chia thành hai mùa rõ rệt, mùa mưa và mùa khô. Mùa mưa từ tháng năm đến tháng mười một, có gió mùa Đông Nam và Tây Nam. Mùa khô từ tháng 12 đến tháng 4 năm sau chịu ảnh hưởng của gió mùa Đông Bắc.

1.1.1.3. Quy mô công trình

*** Loại công trình**

Theo PHỤ LỤC 1: PHÂN CẤP, PHÂN LOẠI CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG (Ban hành kèm theo Nghị định số 209/2004/NĐ-CP ngày 16/12/2004 của Chính phủ): Công trình chung cư cao cấp Đồng Nội thuộc công trình dân dụng cấp 2 (chiều cao 9-19 tầng hoặc tổng diện tích sàn 5000-10000m²).

*** Tầng hầm**

Công trình có 1 tầng hầm

*** Các tầng phân thân**

Công trình có 1 tầng trệt, 9 tầng lầu, 1 tầng thượng, 1 tầng mái.

*** Cao độ mỗi tầng**

- Tầng hầm	-3.000 m	- Lầu 5	+18.700 m
- Tầng trệt	±0.000 m	- Lầu 6	+22.100 m
- Lầu 1	+3.600 m	- Lầu 7	+25.500 m
- Tầng kỹ thuật	+5.100 m	- Lầu 8	+28.900 m
- Lầu 2	+8.500 m	- Lầu 9	+32.300 m
- Lầu 3	+11.900 m	- Tầng thượng	+35.700 m
- Lầu 4	+15.300 m	- Mái	+39.200 m

*** Chiều cao công trình**

Công trình có chiều cao là 39.2m (tính từ cao độ ±0.000m, chưa kể Tầng Hầm)

*** Diện tích xây dựng**

Diện tích xây dựng của công trình là: 25m x 19.4m = 485 m².

1.1.1.4. Vị trí giới hạn công trình

Hướng đông: giáp với công trình dân dụng.

Hướng tây: giáp với công trình dân dụng.

Hướng nam: giáp với đường Vũ Tông Phan

Hướng bắc: giáp với đường số 15

1.1.1.5. Công năng công trình

Tầng Hầm: bố trí Nhà Xe.

Tầng Trệt – lầu1: căn hộ.

Tầng kỹ thuật: thiết bị kỹ thuật máy móc.

Lầu 2 – Lầu 9: Căn hộ.

Sân thượng: để hồ nước mái và hóng mát cho người dân

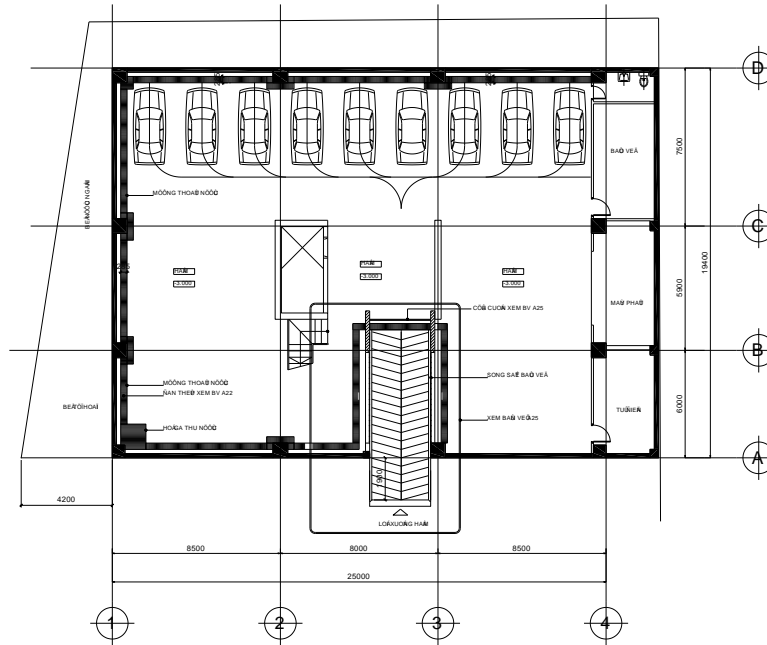
1.1.2. Các giải pháp kiến trúc của công trình***1.1.2.1. Giải pháp mặt bằng***

Tầng hầm: Thang máy bố trí ở giữa, chỗ đậu xe ô tô xung quanh. Các hệ thống kỹ thuật như bể chứa nước sinh hoạt, trạm bơm, trạm xử lý nước thải được bố trí hợp lý giảm tối thiểu chiều dài ống dẫn. Ngoài ra, tầng ngầm còn có bố trí thêm các bộ phận kỹ thuật về điện như trạm cao thế, hạ thế, phòng quạt gió.

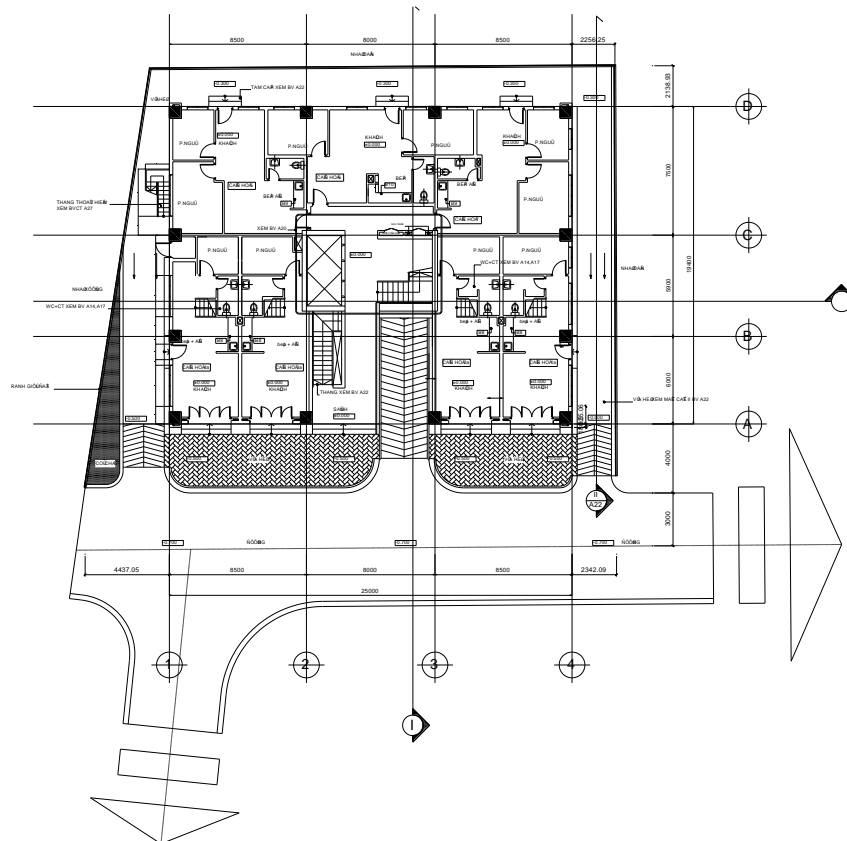
Tầng trệt – lầu 9: Bố trí các căn hộ phục vụ nhu cầu ở.

Sân thượng: được bố trí là nơi nghỉ ngơi, hóng mát cho người ở trong chung cư và hệ thống thu lôi chống sét cho nhà cao tầng.

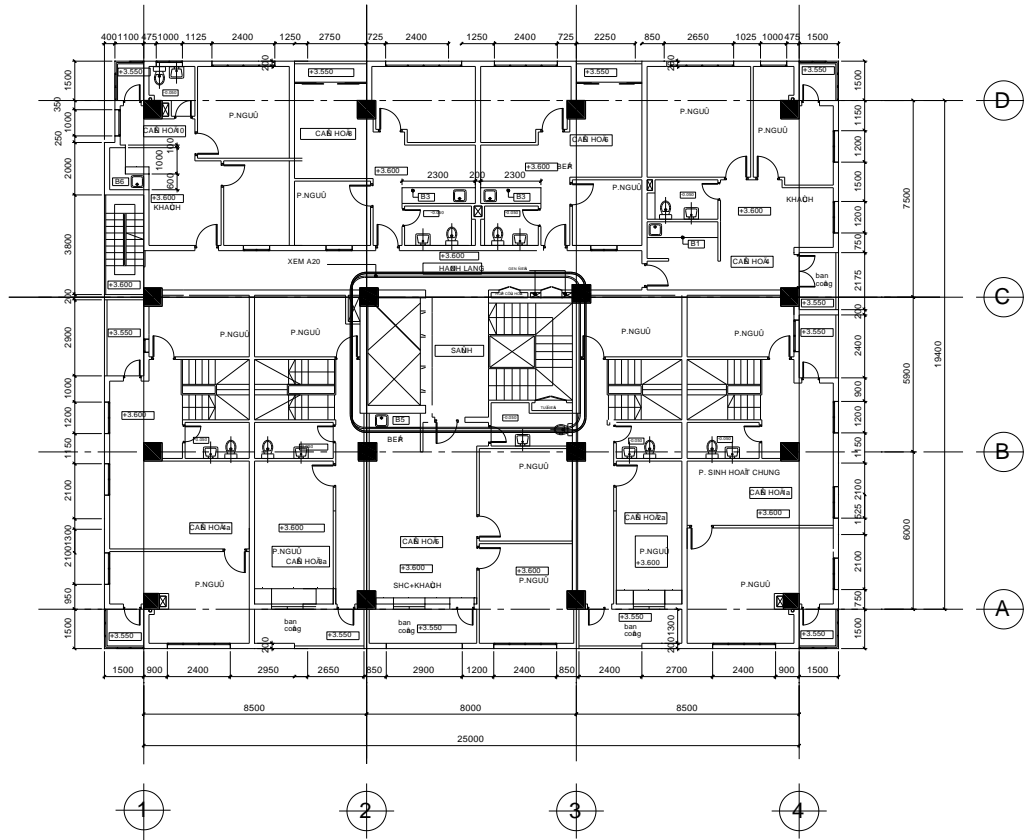
Nhìn chung giải pháp mặt bằng đơn giản, tạo không gian rộng để bố trí các căn hộ bên trong.



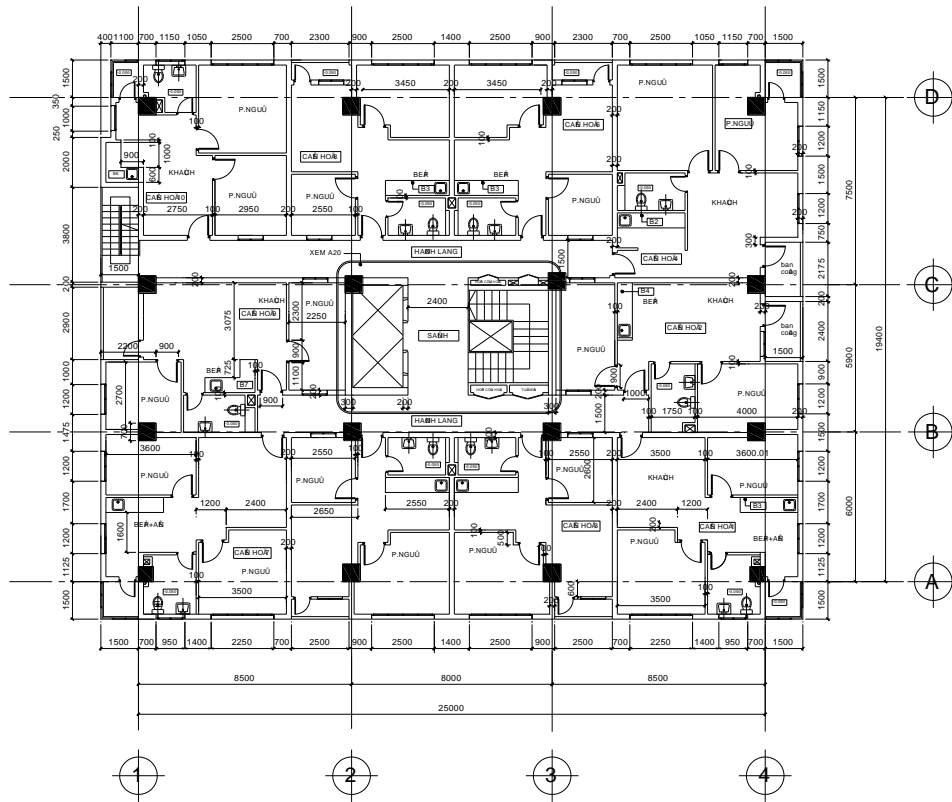
Hình 1.2 – Mặt bằng tầng hầm



Hình 1.3 – Mặt bằng tầng trệt

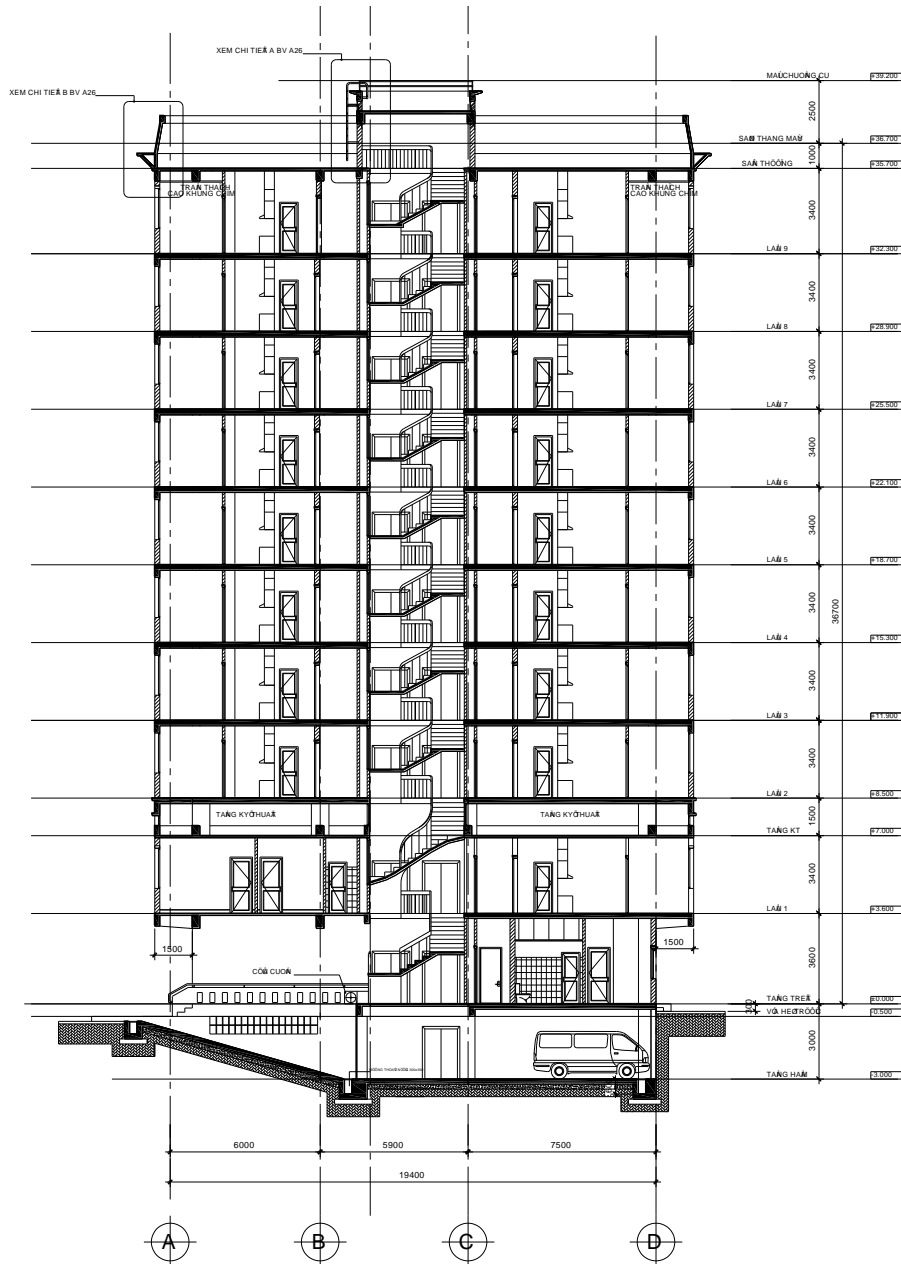


Hình 1.4 – Mặt bằng lầu 1



Hình 1.5 – Mặt bằng lầu 2 – lầu 9

1.1.2.2. Giải pháp mặt cắt



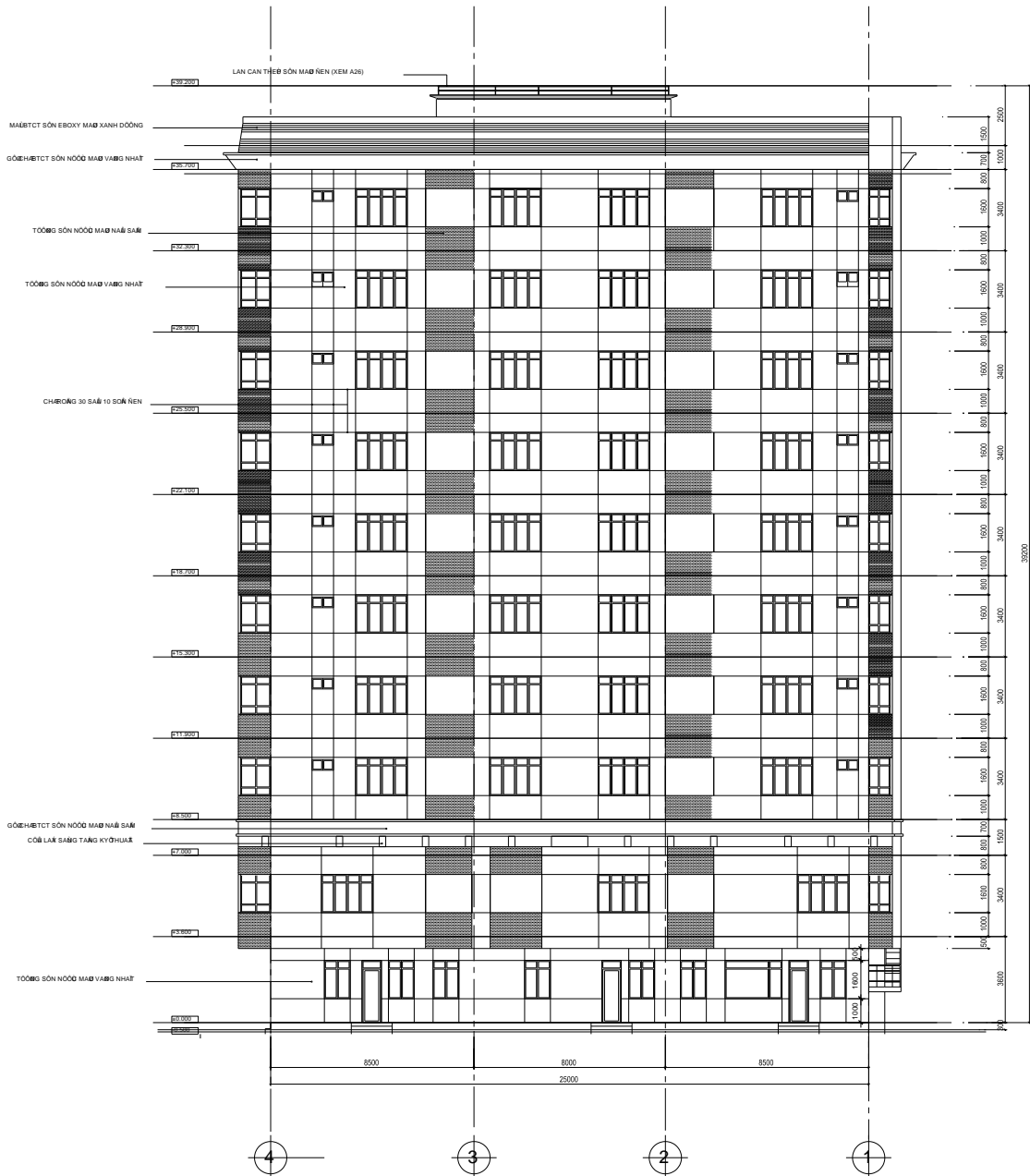
Hình 1.6 – Mặt cắt ngang công trình

- Chiều cao đối với các tầng điển hình là 3.400 m ngoại trừ tầng hầm, tầng trệt và sân thượng.
- Chiều cao thông thủy (điển hình) của tầng xấp xỉ 2.900m.
- Chiều cao dầm tối đa của kiến trúc $h = 500$ mm

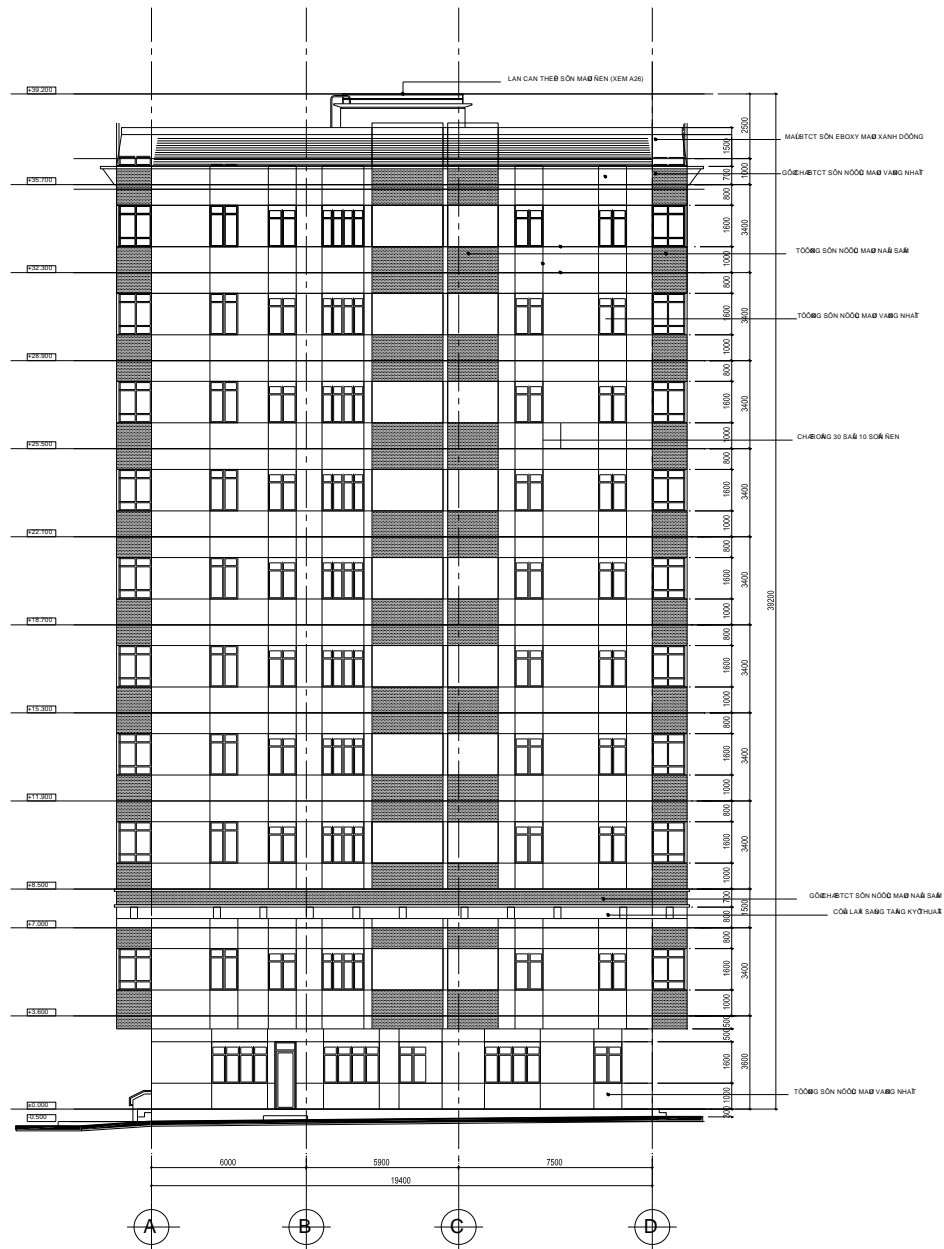
1.1.2.3. Giải pháp mặt đứng

Nét đặc trưng của công trình là sự kết hợp của vật liệu bê tông cốt thép với vật liệu kính làm tường xen kẽ vào đó là các lan can inox tạo nên không gian thoáng mát và đẹp cho công trình.

Với vị trí mặt trước giáp đường nên được trang trí gạch ốp tường làm điểm nổi bật cho bề ngoài công trình.



Hình 1.7 – Mặt đứng công trình



Hình 1.8 – Mặt đứng công trình

1.1.2.4. Giải pháp hình khối

Hình dáng bên ngoài của công trình là 1 khối hình chữ nhật → phù hợp với vị trí khu đất 2 bên đều có công trình dân dụng xung quanh (mặt tiền và mặt hậu giáp đường)

1.1.2.5. Giải pháp giao thông trong công trình

Giao thông đứng: có 2 buồng thang máy, 1 cầu thang bộ.

Giao thông ngang: hành lang là lối giao thông chính.

1.1.3. CÁC GIẢI PHÁP KỸ THUẬT KHÁC

1.1.3.1. Hệ thống điện

Công trình sử dụng điện được cung cấp từ 2 nguồn: lưới điện Thành Phố và máy phát điện có công suất 150kVA (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 cáp 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 nhà ở 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.

1.1.3.2. Hệ thống cấp nước

Công trình sử dụng nguồn nước được lấy từ hệ thống cấp nước Thành Phố 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.

1.1.3.3. 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 $\Phi=140\text{mm}$ 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 thống dẫn để đưa nước vào bể xử lý nước thải sau đó mới đưa vào hệ thống thoát nước chung.

1.1.3.4. Hệ thống thông gió

Ở các tầng đều có cửa sổ thông thoáng tự nhiên. Hệ thống máy điều hòa được cung cấp cho tất cả các tầng. Hệ thống thông gió dọc cầu thang bộ, sảnh thang máy. Sử dụng quạt hút để thoát hơi cho các khu vệ sinh và ống gen được dẫn lên mái.

1.1.3.5. Hệ thống chiếu sáng

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

1.1.3.6. Hệ thống phòng cháy chữa cháy

Công trình BTCT bố trí tường ngăn bằng gạch rỗng vừa cách âm vừa cách nhiệt.

Ở mỗi tầng dọc hành lang đều được bố trí một chỗ đặt thiết bị chữa cháy (vòi chữa cháy dài khoảng 20m, bình xịt CO₂) với khoảng cách tối đa theo đúng tiêu chuẩn TCVN 2622-1995.

Các tầng lầu đều có cầu thang đủ đảm bảo thoát hiểm khi có sự cố về cháy nổ.

Bể chứa nước trên mái khi cần được huy động để tham gia chữa cháy. Ngoài ra ở mỗi phòng đều có lắp đặt thiết bị báo cháy (báo nhiệt) tự động. Đây cũng là một vấn đề được quan tâm đặc biệt, vì là một chung cư tập trung khá đông dân cư nên việc phòng cháy chữa cháy rất quan trọng.

1.1.3.7. Hệ thống chống sét

Chọn sử dụng hệ thống thu sét chủ động quả cầu Dynasphere được thiết lập ở tầng mái và hệ thống dây nối đất bằng đồng được thiết kế để tối thiểu hóa nguy cơ bị sét đánh. (Theo tiêu chuẩn TCVN 46-84)

1.1.3.8. 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.

1.1.3.9. Thông tin liên lạc

Điện thoại: có mạng lưới điện thoại của Bru điện Thành Phố Hồ Chí Minh đi đến từng căn hộ, sẵn sàng lắp đặt theo yêu cầu của từng hộ dân cư.

Mạng Internet, cáp truyền hình, ...

CHƯƠNG 2: DỮ LIỆU THIẾT KẾ

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.

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 10304–2014: 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. LỰA CHỌN GIẢI PHÁP KẾT CẤU PHẦN THÂN

2.2.1. Phân loại kết cấu nhà cao tầng

Các hệ kết cấu cơ bản: hệ kết cấu khung, hệ kết cấu tường chịu lực, kết cấu lõi cứng và kết cấu hộp (ống).

Các hệ kết cấu hỗn hợp: kết cấu khung - giằng, kết cấu khung vách, kết cấu ống -lõi và kết cấu ống tổ hợp.

Các hệ kết cấu đặc biệt: hệ kết cấu có tầng cứng, hệ kết cấu có dầm chuyên, kết cấu có hệ giằng liên tầng và kết cấu có khung ghép.

2.2.2. Phân tích một số kết cấu để chịu lực cho công trình

* Phương án 1: hệ khung

Được cấu tạo từ các cấu kiện dạng thanh (cột, dầm) liên kết cứng với nhau tạo nút.

Hệ khung có khả năng tạo ra không gian tương đối lớn và linh hoạt với những yêu cầu kiến trúc khác nhau.

Sơ đồ làm việc rõ ràng, tuy nhiên khả năng chịu uốn ngang kém nên hạn chế sử dụng đối với nhà có chiều cao $h > 40m$.

*** Phương án 2: hệ khung vách**

Sử dụng phù hợp với mọi giải pháp kiến trúc nhà cao tầng.

Thuận tiện cho việc áp dụng linh hoạt các công nghệ xây khác nhau như vừa có thể lắp ghép vừa có thể đổ tại chỗ các kết cấu bê tông cốt thép.

Vách cứng tiếp thu các tải trọng ngang được đỡ bằng hệ thống ván khuôn trượt, có thể thi công sau hoặc trước.

Hệ khung vách có thể sử dụng hiệu quả với các kết cấu có chiều cao $h > 40m$.

*** Phương án 3: hệ khung lõi**

Lõi cứng chịu tải trọng ngang của hệ, có thể bố trí trong hoặc ngoài biên.

Hệ sàn gối trực tiếp lên tường lõi hoặc qua các cột trung gian.

Phần trong lõi thường bố trí thang máy, cầu thang và các hệ thống kỹ thuật của nhà cao tầng.

Sử dụng hiệu quả với các công trình có độ cao trung bình hoặc lớn có mặt bằng đơn giản.

*** Phương án 4: hệ lõi hộp**

Hệ chịu toàn bộ tải trọng đứng và tải trọng ngang.

Hộp trong nhà cũng giống như lõi cứng được hợp thành bởi các tường đặc hoặc có cửa.

Hệ lõi hộp chỉ phù hợp với các nhà rất cao (có thể cao tới 100 tầng).

2.2.3. Lựa chọn phương án kết cấu

Chọn phương án khung làm kết cấu chính cho công trình. Hệ thống khung được liên kết với nhau qua hệ kết cấu sàn. Trong trường hợp này hệ sàn liên khối có ý nghĩa rất lớn. Thường trong hệ thống kết cấu này hệ khung chủ yếu được thiết kế để chịu tải trọng thẳng đứng. Sự phân rõ chức năng này tạo điều kiện để tối ưu hoá các cấu kiện, giảm bớt kích thước cột và dầm, đáp ứng được yêu cầu của kiến trúc.

2.3. LỰA CHỌN KẾT CẤU SÀN

Trong công trình hệ sàn có ảnh hưởng rất lớn tới sự làm việc không gian của kết cấu.

Do vậy, cần phải có sự phân tích đúng để lựa chọn ra phương án phù hợp với kết cấu của công trình. Trong nhà cao tầng, hệ kết cấu nằm ngang (sàn, sàn dầm) có vai trò:

- Tiếp nhận các tải trọng thẳng đứng trực tiếp tác dụng lên sàn (tải trọng bản thân sàn, người đi lại, làm việc trên sàn, thiết bị đặt trên sàn,...) và truyền vào các hệ chịu lực thẳng đứng để truyền xuống móng, xuống nền đất.
- Đóng vai trò như một màng cứng liên kết các cấu kiện chịu lực theo phương đứng để chúng làm việc đồng thời với nhau. (Điều này thể hiện rõ khi công trình chịu các loại tải trọng ngang).

Lựa chọn phương án sàn dựa trên các tiêu chí:

- Đáp ứng công năng sử dụng.
- Tiết kiệm chi phí.
- Thi công đơn giản.
- Đảm bảo chất lượng kết cấu công trình.
- Độ võng thoả mãn yêu cầu cho phép.

Với vai trò như trên, ta lựa chọn phương án hệ sàn sườn cấu tạo bao gồm hệ dầm và bản sàn cho công trình.

*** Ưu điểm:**

- Tính toán đơn giản.
- Được sử dụng phổ biến ở nước ta với công nghệ thi công phong phú nên thuận tiện cho thi công.

*** Nhược điểm:**

- Chiều cao dầm và độ võng của bản sàn lớn khi vượt khẩu độ lớn dẫn đến chiều cao tầng lớn => chiều cao toàn công trình lớn gây bất lợi cho kết cấu công trình khi chịu tải trọng ngang và không tiết kiệm chi phí vật liệu.
- Chiều cao sử dụng lớn nhưng không gian sử dụng bị thu hẹp.

2.4. LỰA CHỌN KẾT CẤU NỀN MÓNG

Thông thường, phần móng nhà cao tầng phải chịu lực nén lớn, bên cạnh đó tải trọng động đất còn tạo ra lực xô ngang lớn cho công trình, vì thế các giải pháp đề xuất cho phần móng gồm:

- Móng sâu: móng cọc khoan nhồi, móng cọc ép BTCT đúc sẵn, móng cọc ly tâm ứng suất trước.
- Móng nông: móng băng 1 phương, móng băng 2 phương, móng bè.
- Móng cọc Barret.

Các phương án móng cần phải được cân nhắc lựa chọn tùy thuộc tải trọng công trình, điều kiện thi công, chất lượng của từng phương án và điều kiện địa chất thủy văn của từng khu vực.

KẾT LUẬN: Dựa vào điều kiện địa chất khu vực Quận 2, chọn 2 giải pháp móng sâu là: Móng cọc khoan nhồi và móng cọc ép BTCT đúc sẵn.

2.5. VẬT LIỆU SỬ DỤNG CHO CÔNG TRÌNH

2.5.1. Yêu cầu về vật liệu sử dụng cho công trình

Vật liệu được tận dụng nguồn vật liệu của địa phương nơi công trình được xây dựng và có giá thành hợp lý, đảm bảo về khả năng chịu lực và biến dạng.

Vật liệu xây có cường độ cao, trọng lượng nhỏ, khả năng chống cháy tốt.

Vật liệu có tính biến dạng cao: khả năng biến dạng cao có thể bổ sung cho tính chịu lực thấp.

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

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

Nhà cao tầng thường có tải trọng rất lớn nên nếu dùng các vật liệu trên tạo điều kiện giảm đáng kể tải trọng do công trình, kể cả tải trọng đứng cũng như tải trọng ngang do lực quán tính.

2.5.2. Bê tông (theo TCXDVN 5574-2012)

Bê tông dùng trong nhà cao tầng có cấp độ bền từ B25 ÷ B60.

Dựa vào đặc điểm của công trình và khả năng chế tạo vật liệu ta chọn bê tông để sử dụng cấp độ bền B25 với các thông số kỹ thuật như :

- Trọng lượng riêng (kể cả cốt thép): $\gamma = 25kN / m^3$
- Cường độ tiêu chuẩn chịu nén dọc trục: $R_{bn} = R_{b,ser} = 18.5MPa$
- Cường độ tiêu chuẩn chịu kéo dọc trục: $R_{bt} = R_{bt,ser} = 1.6MPa$
- Cường độ tính toán khi chịu nén dọc trục: $R_b = 14.5MPa$
- Cường độ tính toán khi chịu kéo dọc trục: $R_{bt} = 1.05MPa$
- Mô đun đàn hồi: $E_b = 30 \times 10^3 MPa$

2.5.3. Cốt thép (theo TCXDVN 5574-2012)

Cốt thép trơn $\varnothing < 10\text{mm}$ dùng loại AI với các chỉ tiêu:

- Cường độ chịu kéo tiêu chuẩn: $R_{sn} = R_{s,ser} = 235\text{MPa}$
- Cường độ chịu kéo tính toán cốt thép dọc: $R_s = 225\text{MPa}$
- Cường độ chịu nén tính toán cốt thép dọc: $R_{sc} = 225\text{MPa}$
- Cường độ tính toán cốt ngang: $R_{sw} = 175\text{MPa}$
- Mô đun đàn hồi : $E_s = 21 \times 10^4 \text{MPa}$

Cốt thép trơn $\varnothing \geq 10\text{mm}$ dùng loại AII với các chỉ tiêu:

- Cường độ chịu kéo tiêu chuẩn: $R_{sn} = R_{s,ser} = 295\text{MPa}$
- Cường độ chịu kéo tính toán cốt thép dọc: $R_s = 280\text{MPa}$
- Cường độ chịu nén tính toán cốt thép dọc: $R_{sc} = 280\text{MPa}$
- Cường độ tính toán cốt ngang: $R_{sw} = 225\text{MPa}$
- Mô đun đàn hồi : $E_s = 21 \times 10^4 \text{MPa}$

Cốt thép gân $\varnothing \geq 10\text{mm}$ AIII với các chỉ tiêu:

- Cường độ tiêu chuẩn chịu kéo: $R_{sn} = R_{s,ser} = 390\text{MPa}$
- Cường độ tính toán chịu kéo cốt thép dọc: $R_s = 365\text{MPa}$
- Cường độ tính toán chịu nén cốt thép dọc: $R_{sc} = 365\text{MPa}$
- Cường độ tính toán cốt ngang: $R_{sw} = 290\text{MPa}$
- Mô đun đàn hồi: $E_s = 20 \times 10^4 \text{MPa}$

2.5.4. Lớp bê tông bảo vệ

Đối với cốt thép dọc chịu, chiều dày lớp bê tông bảo vệ cần được lấy không nhỏ hơn đường kính cốt thép và không nhỏ hơn:

- Trong bản và tường có chiều dày $> 100\text{mm}$:15mm (20mm);
- Trong dầm và dầm sườn có chiều cao $\geq 250\text{mm}$:20mm(25mm);
- Trong cột:.....20mm(25mm);
- Trong dầm móng:.....30mm;
- Trong móng:
 - + Toàn khối khi có lớp bê tông lót:.....35mm;

+ Toàn khối khi không có lớp bê tông lót:.....70mm;

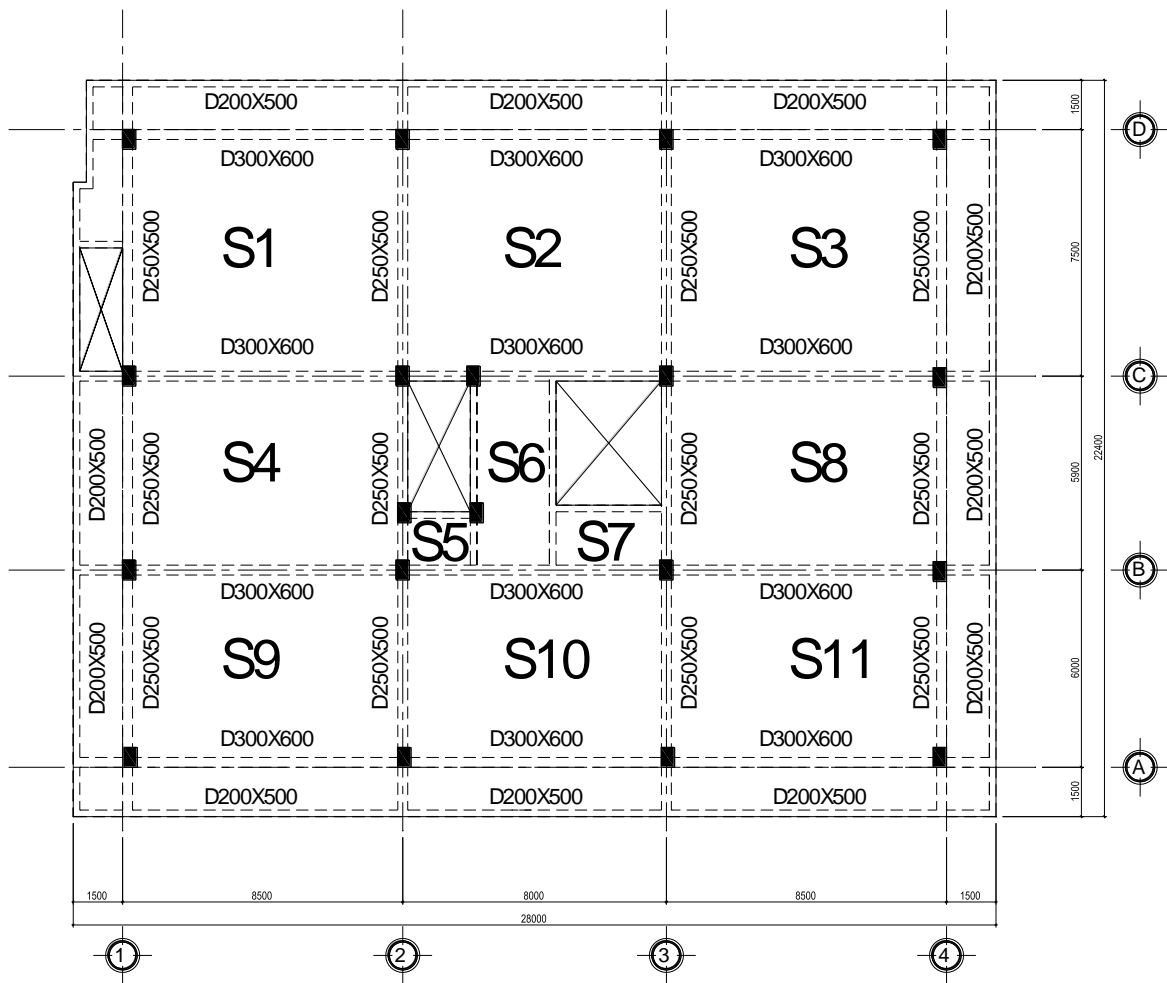
Chiều dày lớp bê tông bảo vệ cho cốt thép đai, cốt thép phân bố và cốt thép cấu tạo cần được lấy không nhỏ hơn đường kính cốt thép này và không nhỏ hơn:

- Khi chiều cao tiết diện cấu kiện nhỏ hơn 250mm:.....10mm(15mm);
- Khi chiều cao tiết diện cấu kiện ≥ 250 mm:.....15mm(20mm);

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

(trích TCVN 5574 – 2012: Bê tông cốt thép tiêu chuẩn thiết kế - điều 8.3)

2.6. SƠ BỘ KÍCH THƯỚC CÁC CẤU KIỆN CỦA CÔNG TRÌNH



Hình 2.1 – Mặt bằng kết cấu sàn tầng điển hình

2.6.1. Chọn kích thước sơ bộ cho sàn.

- Chọn sơ bộ chiều dày sàn theo công thức kinh nghiệm sau:

$$h_{sàn} = \frac{D}{m} \times l_1$$

Trong đó:

- $D = 0.8 \div 1.4$ phụ thuộc vào tải trọng
- $m = 30 \div 35$ đối với bản loại dầm và l_1 là nhịp bản.
- $m = 40 \div 45$ đối với bản kê 4 cạnh và l_1 là chiều dài cạnh ngắn.
- $m = 10 \div 15$ đối với bản công xôn

Bảng 2.1 – Bảng sơ bộ kích thước sàn

STT	Sàn	Loại sàn	11	12	m	D	h_s	$h_{s\text{chọn}}$
			m	m			mm	mm
1	S1	2 phương	7.50	8.50	40	1.00	188	150
2	S2	2 phương	7.50	8.00	40	1.00	188	150
3	S3	2 phương	7.50	8.50	40	1.00	188	150
4	S4	2 phương	5.90	8.50	40	1.00	148	150
5	S5	2 phương	1.63	1.90	40	1.00	41	100
6	S6	1 phương	2.40	5.90	30	1.00	80	100
7	S7	2 phương	1.63	3.00	40	1.00	41	100
8	S8	2 phương	5.90	8.50	40	1.00	148	150
9	S9	2 phương	6.00	8.50	40	1.00	150	150
10	S10	2 phương	6.00	8.00	40	1.00	150	150
11	S11	2 phương	6.00	8.50	40	1.00	150	150
12	S12	1 phương	1.50	8.00	30	1.00	50	150

2.6.2. Chọn kích thước sơ bộ cho dầm

Chọn sơ bộ kích thước dầm 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	Loại dầm	L	$h_{\text{chọn}}$	$b_{\text{chọn}}$
		m	mm	mm
1	Dầm Chính	5.90	400	300
2	Dầm Chính	6.00	400	300
3	Dầm Chính	7.50	500	300
4	Dầm Chính	8.00	700	300
5	Dầm Chính	8.50	700	300
6	Dầm Phụ	5.90	400	200
7	Dầm Phụ	6.00	400	200
8	Dầm Phụ	7.50	400	200
9	Dầm Phụ	8.00	400	200
10	Dầm Phụ	8.50	400	200
11	Dầm Phụ	2.20	400	200
12	Dầm Phụ	3.50	400	200

2.6.3. Chọn kích thước sơ bộ cho cột

Công thức sơ bộ kích thước cột:

$$A_c = \frac{kN}{\gamma_b R_b + \mu R_s}$$

Trong đó:

- N là lực dọc tại chân cột đang sơ bộ.
- K là hệ số kể đến ảnh hưởng của moment.

- Tính $N = \sum_{i=1}^n q_i n_i S_i$

Trong đó:

- q_i là tải trọng phân bố đều trên sàn (tĩnh tải + hoạt tải). Lấy theo kinh nghiệm đối với chung cư $q_i = 12 - 15 \text{ kN/m}^2$
- n_i là số tầng.
- S_i là diện tích truyền tải của sàn vào cột.

*** Tính sơ bộ tải trọng q như sau:**

Trọng lượng bản thân sàn:

Bảng 2.3 – Bảng tính tải trọng dầm

STT	Loại dầm	L	h_d	b_d	h_s	Số lượng	n	γ	q_i
		m	mm	mm	mm			kN/m^3	kN/m^2
1	Dầm Chính	8.25	700.0	300	150	1	1.1	25	37.434
2	Dầm Chính	5.95	500.0	300	150	1	1.1	25	17.181
Tổng									54.615
Tải trên 1m^2									1.113

Trọng lượng các lớp hoàn thiện: **1.2kN/m^2** .

Hệ thống ống kỹ thuật và trần treo (trần thạch cao): **0.5kN/m^2** .

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

Bảng 2.4 – Bảng tính tải trọng tường xây gạch

STT	Loại tường	$h_{tường}$	$L_{tường}$	γ	Trừ cửa	Tổng trọng lượng
		m	m	kN/m^3	%	kN/m^2
1	Tường gạch 200	3	41	16.5	20	292.248
2	Tường gạch 100	3	21	18.0	20	81.648
Tổng tải tường						373.896
Tải tường trên 1m^2						4.154

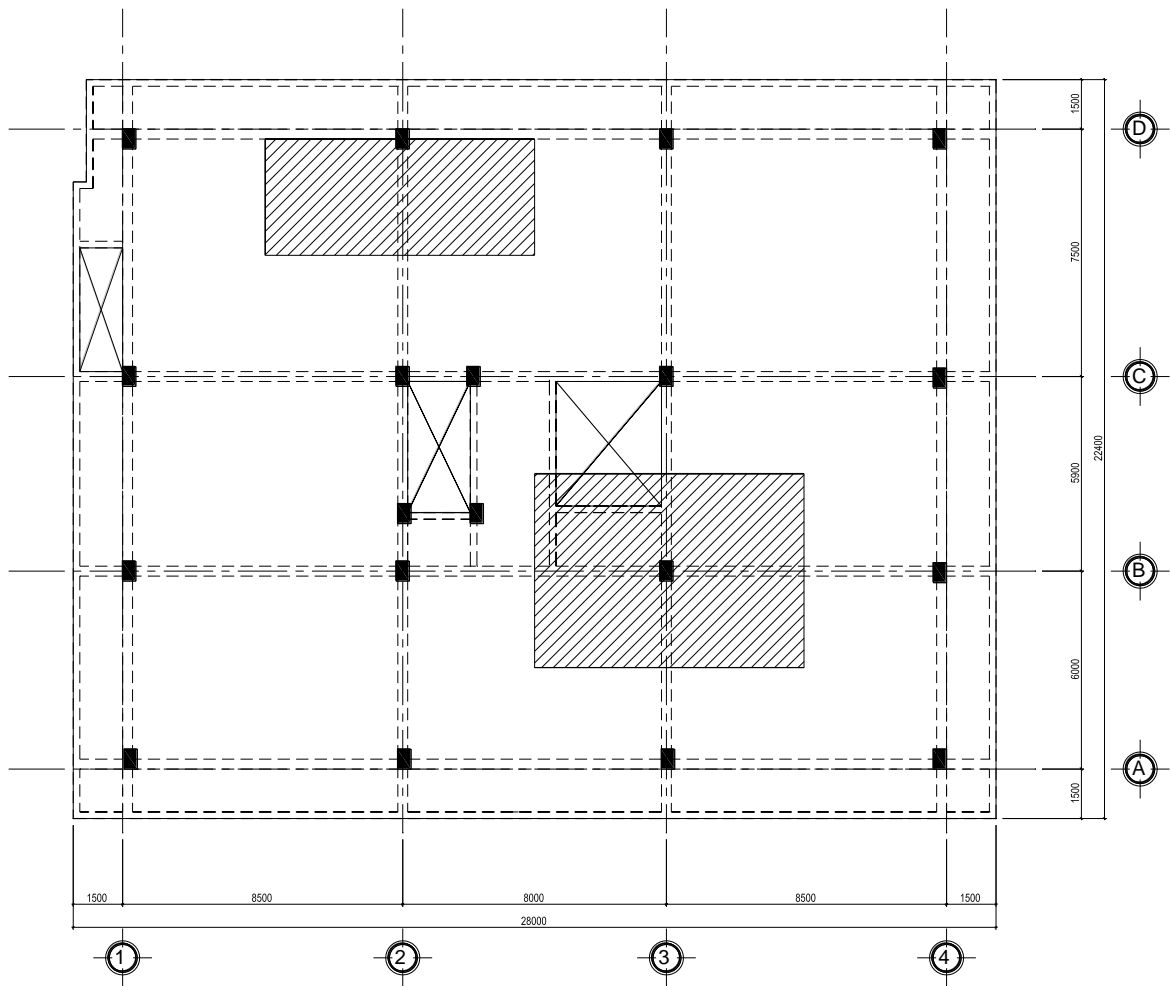
Hoạt tải tính toán trên sàn

- Hoạt tải căn hộ: **1.95kN/m^2** (chiếm tổng 81.3% tổng diện tích sàn)

- Hành lang chung: **3.6kN/m^2** (chiếm tổng 18.7% tổng diện tích sàn)

⇒ Lấy giá trị trung bình **2.26kN/m^2**

*** Kết luận: tải trọng gồm tĩnh tải và hoạt tải phân bố đều trên sàn $q=13.352\text{kN/m}^2$**



Hình 2.2 – Mặt bằng diện tích tích truyền tải vào cột

Bảng 2.5 – Tiết diện cột giữa

STT	Tầng	$S_{tr.tai}$	q	N	Hàm lượng thép	K	F_{tt}	b	x	h	$F_{chọn}$
		m^2	kN/m^2	kN			cm^2	cm			cm^2
1	Sân thượng	49.09	13.35	655.42	0.4%	1.1	509	60	x	60	3600
2	Lầu 10	49.09	13.35	1310.83	0.4%	1.1	1018	60	x	60	3600
3	Lầu 9	49.09	13.35	1966.25	0.4%	1.1	1526	60	x	60	3600
4	Lầu 8	49.09	13.35	2621.67	0.4%	1.1	2035	60	x	60	3600
5	Lầu 7	49.09	13.35	3277.08	0.4%	1.1	2544	60	x	60	3600
6	Lầu 6	49.09	13.35	3932.50	0.4%	1.1	3053	60	x	60	3600
7	Lầu 5	49.09	13.35	4587.91	0.4%	1.1	3562	70	x	70	4900
8	Lầu 4	49.09	13.35	5243.33	0.4%	1.1	4070	70	x	70	4900
9	Lầu 3	49.09	13.35	5898.75	0.4%	1.1	4579	70	x	70	4900
10	Lầu 2	49.09	13.35	6554.16	0.4%	1.1	5088	80	x	80	6400
11	Lầu 1	49.09	13.35	7209.58	0.4%	1.1	5597	80	x	80	6400
12	Tầng trệt	49.09	13.35	7865.00	0.4%	1.1	6106	80	x	80	6400

Bảng 2.6 – Tiết diện cột biên

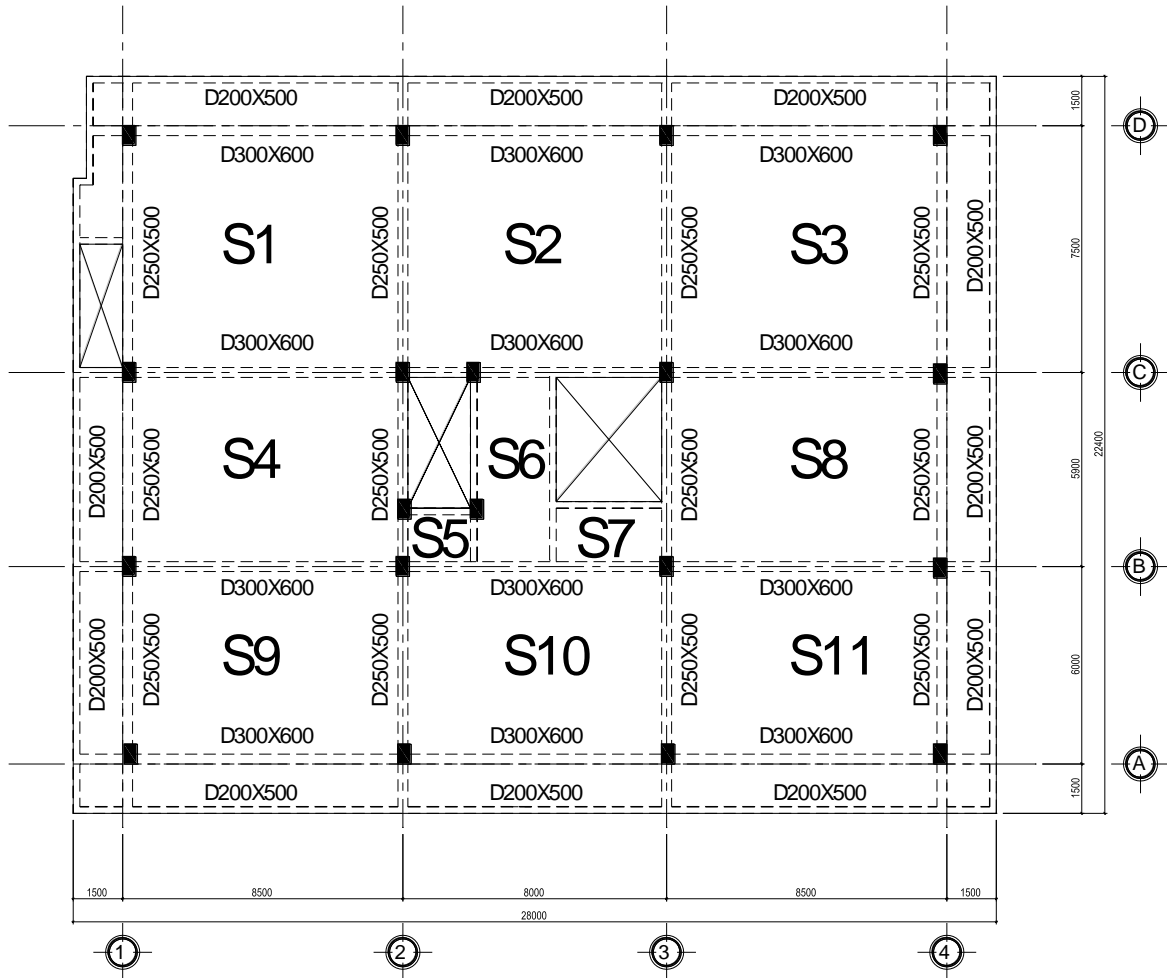
STT	Tầng	$S_{tr.tai}$	q	N	Hàm lượng thép	K	F_{tt}	b	x	h	$F_{chọn}$
		m^2	kN/m^2	kN			cm^2	cm			cm^2
1	Sân thượng	43.31	13.35	578.31	0.40%	1.2	490	60	x	60	3600
2	Lầu 10	43.31	13.35	1156.62	0.40%	1.2	979	60	x	60	3600
3	Lầu 9	43.31	13.35	1734.93	0.40%	1.2	1469	60	x	60	3600
4	Lầu 8	43.31	13.35	2313.23	0.40%	1.2	1959	60	x	60	3600
5	Lầu 7	43.31	13.35	2891.54	0.40%	1.2	2449	60	x	60	3600
6	Lầu 6	43.31	13.35	3469.85	0.40%	1.2	2938	60	x	60	3600
7	Lầu 5	43.31	13.35	4048.16	0.40%	1.2	3428	70	x	70	4900
8	Lầu 4	43.31	13.35	4626.47	0.40%	1.2	3918	70	x	70	4900
9	Lầu 3	43.31	13.35	5204.78	0.40%	1.2	4408	70	x	70	4900
10	Lầu 2	43.31	13.35	5783.09	0.40%	1.2	4897	80	x	80	6400
11	Lầu 1	43.31	13.35	6361.39	0.40%	1.2	5387	80	x	80	6400
12	Tầng trệt	43.31	13.35	6939.70	0.40%	1.2	5877	80	x	80	6400

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).

CHƯƠNG 3: TÍNH TOÁN SÀN TẦNG ĐIỂN HÌNH

3.1. MẶT BẰNG KẾT CẤU SÀN TẦNG ĐIỂN HÌNH



Hình 3.1 – Mặt bằng kết cấu tầng điển hình

Bảng 3.1 – Các loại ô sàn

STT	Sàn	Công năng	Kích thước sàn		Tỉ số L2/L1	Loại sàn
			L1 (m)	L2 (m)		
1	S1	Nhà ở căn hộ	7.50	8.50	1.13	Sàn 2 phương
2	S2	Nhà ở căn hộ	7.50	8.00	1.07	Sàn 2 phương
3	S3	Nhà ở căn hộ	7.50	8.50	1.13	Sàn 2 phương
4	S4	Nhà ở căn hộ	5.90	8.50	1.44	Sàn 2 phương
5	S5	Nhà ở căn hộ	1.63	1.90	1.17	Sàn 2 phương
6	S6	Nhà ở căn hộ	2.40	5.90	2.46	Sàn 1 phương
7	S7	Nhà ở căn hộ	1.63	3.00	1.85	Sàn 2 phương
8	S8	Nhà ở căn hộ	5.90	8.50	1.44	Sàn 2 phương
9	S9	Nhà ở căn hộ	6.00	8.50	1.42	Sàn 2 phương
10	S10	Nhà ở căn hộ	6.00	8.00	1.33	Sàn 2 phương
11	S11	Nhà ở căn hộ	6.00	8.50	1.42	Sàn 2 phương
12	S12	Nhà ở căn hộ	1.50	8.00	5.33	Sàn 1 phương

3.2. TÍNH TOÁN TẢI TRỌNG

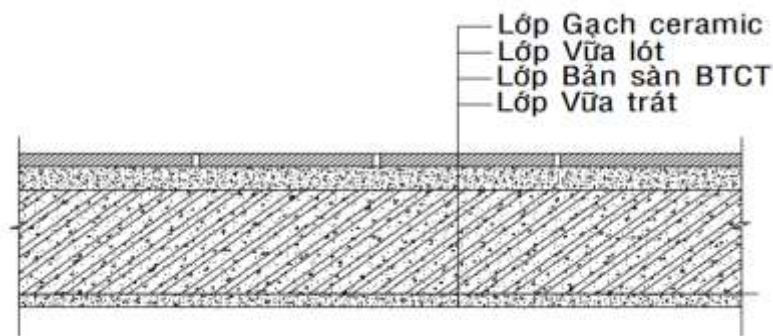
Tải trọng tác dụng lên sàn gồm 2 thành phần:

- Tĩnh tải
- Hoạt tải

3.2.1. Tĩnh tải

Tĩnh tải được xác định từ trọng lượng của bản sàn bê tông, các lớp hoàn thiện và tải tường phân bố trên sàn.

Từ mặt cắt cấu tạo của sàn như hình vẽ bên dưới, tĩnh tải phân bố đều được xác định như sau.



Hình 3.2 – Cấu tạo bản sàn sinh hoạt.

3.2.1.1. Tải trọng các lớp cấu tạo

* Sàn dày 150mm

Bảng 3.2 – Sàn căn hộ + hành lang + kỹ thuật

STT	Lớp cấu tạo	Chiều dày	γ	n	g_{tc}	g_{tt}
		mm	kN/m^3		kN/m^2	kN/m^2
1	Gạch ceramic	10.00	20.00	1.10	0.20	0.22
2	Lớp vữa lót gạch	30.00	18.00	1.30	0.54	0.70
3	Bản sàn BTCT	150.00	25.00	1.10	3.75	4.13
4	Lớp vữa trát trần	15.00	18.00	1.30	0.27	0.35
5	Tải trọng thiết bị			1.10	0.30	0.33
Tổng cộng		205.00			5.06	5.73

Bảng 3.3 – Sàn vệ sinh

STT	Lớp cấu tạo	Chiều dày	γ	n	g_{tc}	g_{tt}
		mm	kN/m^3		kN/m^2	kN/m^2
1	Gạch ceramic	20.00	20.00	1.10	0.40	0.44
2	Lớp vữa lót gạch, chống thấm tạo dốc	30.00	18.00	1.30	0.54	0.70
3	Bản sàn BTCT	150.00	25.00	1.10	3.75	4.13
4	Lớp vữa trát trần	15.00	18.00	1.30	0.27	0.35
5	Tải trọng thiết bị			1.10	0.30	0.33
Tổng tải trọng		215.00			5.26	5.95

Bảng 3.4 – Sân thượng

STT	Lớp cấu tạo	Chiều dày	γ	n	g_{tc}	g_{tt}
		mm	kN/m^3		kN/m^2	kN/m^2
1	Gạch chống nóng	30.00	22.00	1.10	0.66	0.73
	Lớp vữa lót tạo dốc	30.00	18.00	1.30	0.54	0.70
	Lớp chống thấm	30.00	22.00	1.20	0.66	0.79
3	Bản sàn BTCT	150.00	25.00	1.10	3.75	4.13
4	Lớp vữa trát trần	15.00	18.00	1.30	0.27	0.35
5	Tải trọng thiết bị			1.10	0.30	0.33
Tổng tải trọng		255.00			6.18	7.03

* Sàn dày 100mm

Bảng 3.5 – Sàn căn hộ + hành lang + kỹ thuật

STT	Lớp cấu tạo	Chiều dày	γ	n	g_{tc}	g_{tt}
		mm	kN/m^3		kN/m^2	kN/m^2
1	Gạch ceramic	10.00	20.00	1.10	0.20	0.22
2	Lớp vữa lót gạch	30.00	18.00	1.30	0.54	0.70
3	Bản sàn BTCT	100.00	25.00	1.10	2.50	2.75
4	Lớp vữa trát trần	15.00	18.00	1.30	0.27	0.35
5	Tải trọng thiết bị			1.10	0.30	0.33
Tổng cộng		155.00			3.81	4.35

Bảng 3.6 – Sàn vệ sinh

STT	Lớp cấu tạo	Chiều dày	γ	n	g_{tc}	g_{tt}
		mm	kN/m^3		kN/m^2	kN/m^2
1	Gạch ceramic	20.00	20.00	1.10	0.40	0.44
2	Lớp vữa lót gạch, chống thấm tạo dốc	30.00	18.00	1.30	0.54	0.70
3	Bản sàn BTCT	100.00	25.00	1.10	2.50	2.75
4	Lớp vữa trát trần	15.00	18.00	1.30	0.27	0.35
5	Tải trọng thiết bị			1.10	0.30	0.33
Tổng tải trọng		165.00			4.01	4.57

Bảng 3.7 – Sân thượng

STT	Lớp cấu tạo	Chiều dày	γ	n	g_{tc}	g_{tt}
		mm	kN/m^3		kN/m^2	kN/m^2
1	Gạch chống nóng	30.00	22.00	1.10	0.66	0.73
2	Lớp vữa lót tạo dốc	30.00	18.00	1.30	0.54	0.70
3	Lớp chống thấm	30.00	22.00	1.20	0.66	0.79
4	Bản sàn BTCT	100.00	25.00	1.10	2.50	2.75
5	Lớp vữa trát trần	15.00	18.00	1.30	0.27	0.35
6	Tải trọng thiết bị			1.10	0.30	0.33
Tổng tải trọng		205.00			4.93	5.65

3.2.1.2. Tải trọng do kết cấu bao che

Đối với tường xây trên dầm: tính tải tính thành lực phân bố đều trên chiều dài dầm.

Bảng 3.8 – Tải trọng tường trên dầm theo m^2

STT	Loại tường	Chiều dày	g	q_{tc}	n	q_{tt}
		cm	kN/m^3	kN/m^2		kN/m^2
1	Tường 100 không cửa	10.00	18.00	1.80	1.10	1.98
2	Tường 100 có 1 cửa	10.00	18.00	1.80	1.10	1.78
3	Tường 100 có 2 cửa	10.00	18.00	1.80	1.10	1.58
4	Tường 200 không cửa	20.00	16.50	3.30	1.10	3.63
5	Tường 200 có 1 cửa	20.00	16.50	3.30	1.10	3.27
6	Tường 200 có 2 cửa	20.00	16.50	3.30	1.10	2.90

Bảng 3.9 – Tải trọng tường trên dầm theo m

STT	Loại tường	q_{tt}	$H_{tường}$	Hệ số cửa	q_{tt}
		kN/m^2	m		kN/m
1	Tường 100 không cửa	1.98	2.60	1.00	5.15
2	Tường 100 có 1 cửa	1.98	2.60	0.90	4.63
3	Tường 100 có 2 cửa	1.98	2.60	0.80	4.12
4	Tường 200 không cửa	3.63	2.60	1.00	9.44
5	Tường 200 có 1 cửa	3.63	2.60	0.90	8.49
6	Tường 200 có 2 cửa	3.63	2.60	0.80	7.55

Đối với tường xây trên sàn: quy tải tường thành tải phân bố đều trên $1m^2$ sàn

Bảng 3.10 – Tải trọng tường trên sàn phân bố trên diện tích

STT	Sàn	Loại tường	Chiều dày	γ	q_{tc}	n	q_{tt}	$H_{tường}$	$L_{tường}$	Hệ số cửa	q_{tt}	q_{tt}
			cm	kN/m ³	kN/m ²		kN/m ²	m	m		kN	kN/m ²
1	S1	Tường 100 không cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	5.85	1.00	37.64	3.32
		Tường 100 có 1 cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	1.60	0.90	9.27	
		Tường 100 có 2 cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	5.23	0.80	26.90	
		Tường 200 không cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	5.23	1.00	61.64	
		Tường 200 có 1 cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	0.00	0.90	0.00	
		Tường 200 có 2 cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	8.05	0.80	75.98	
2	S2	Tường 100 không cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	0.00	1.00	0.00	3.04
		Tường 100 có 1 cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	8.20	0.90	47.49	
		Tường 100 có 2 cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	7.50	0.80	38.61	
		Tường 200 không cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	9.13	1.00	107.65	
		Tường 200 có 1 cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	0.00	0.90	0.00	
		Tường 200 có 2 cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	0.00	0.80	0.00	
3	S3	Tường 100 không cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	2.73	1.00	17.54	3.28
		Tường 100 có 1 cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	3.20	0.90	18.53	
		Tường 100 có 2 cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	8.05	0.80	41.44	
		Tường 200 không cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	0.00	1.00	0.00	
		Tường 200 có 1 cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	9.18	0.90	97.42	
		Tường 200 có 2 cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	3.60	0.80	33.98	
4	S4	Tường 100 không cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	6.40	1.00	41.18	2.44
		Tường 100 có 1 cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	8.43	0.90	48.79	
		Tường 100 có 2 cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	0.00	0.80	0.00	
		Tường 200 không cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	2.70	1.00	31.85	
		Tường 200 có 1 cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	0.00	0.90	0.00	
		Tường 200 có 2 cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	3.60	0.80	33.98	

STT	Sàn	Loại tường	Chiều dày	γ	q_{tc}	n	q_{tt}	$H_{tường}$	$L_{tường}$	Hệ số cửa	q_{tt}	q_{tt}
			cm	kN/m ³	kN/m ²		kN/m ²	m	m		kN	kN/m ²
5	S5	Tường 100 không cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	0.00	1.00	0.00	0.00
		Tường 100 có 1 cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	0.00	0.90	0.00	
		Tường 100 có 2 cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	0.00	0.80	0.00	
		Tường 200 không cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	0.00	1.00	0.00	
		Tường 200 có 1 cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	0.00	0.90	0.00	
		Tường 200 có 2 cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	0.00	0.80	0.00	
6	S6	Tường 100 không cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	0.00	1.00	0.00	0.00
		Tường 100 có 1 cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	0.00	0.90	0.00	
		Tường 100 có 2 cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	0.00	0.80	0.00	
		Tường 200 không cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	0.00	1.00	0.00	
		Tường 200 có 1 cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	0.00	0.90	0.00	
		Tường 200 có 2 cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	0.00	0.80	0.00	
7	S7	Tường 100 không cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	0.00	1.00	0.00	0.00
		Tường 100 có 1 cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	0.00	0.90	0.00	
		Tường 100 có 2 cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	0.00	0.80	0.00	
		Tường 200 không cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	0.00	1.00	0.00	
		Tường 200 có 1 cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	0.00	0.90	0.00	
		Tường 200 có 2 cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	0.00	0.80	0.00	
8	S8	Tường 100 không cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	5.35	1.00	34.43	1.81
		Tường 100 có 1 cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	8.43	0.90	48.79	
		Tường 100 có 2 cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	0.00	0.80	0.00	
		Tường 200 không cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	2.70	1.00	31.85	
		Tường 200 có 1 cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	0.00	0.90	0.00	
		Tường 200 có 2 cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	0.00	0.80	0.00	

STT	Sàn	Loại tường	Chiều dày	γ	q_{tc}	n	q_{tt}	$H_{tường}$	$L_{tường}$	Hệ số cửa	q_{tt}	q_{tt}
			cm	kN/m ³	kN/m ²		kN/m ²	m	m		kN	kN/m ²
9	S9	Tường 100 không cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	6.03	1.00	38.80	2.32
		Tường 100 có 1 cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	7.69	0.90	44.54	
		Tường 100 có 2 cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	0.00	0.80	0.00	
		Tường 200 không cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	5.48	1.00	64.65	
		Tường 200 có 1 cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	0.00	0.90	0.00	
		Tường 200 có 2 cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	0.00	0.80	0.00	
10	S10	Tường 100 không cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	5.30	1.00	34.11	2.44
		Tường 100 có 1 cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	3.20	0.90	18.53	
		Tường 100 có 2 cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	7.50	0.80	38.61	
		Tường 200 không cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	5.48	1.00	64.59	
		Tường 200 có 1 cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	0.00	0.90	0.00	
		Tường 200 có 2 cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	0.00	0.80	0.00	
11	S11	Tường 100 không cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	4.65	1.00	29.92	2.13
		Tường 100 có 1 cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	2.10	0.90	12.16	
		Tường 100 có 2 cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	5.60	0.80	28.83	
		Tường 200 không cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	5.48	1.00	64.59	
		Tường 200 có 1 cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	0.00	0.90	0.00	
		Tường 200 có 2 cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	0.00	0.80	0.00	
12	S12	Tường 100 không cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	1.30	1.00	8.37	0.58
		Tường 100 có 1 cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	2.30	0.90	13.32	
		Tường 100 có 2 cửa	10	18	1.8	1.1	1.98	3.25	0.00	0.80	0.00	
		Tường 200 không cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	1.30	1.00	15.34	
		Tường 200 có 1 cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	0.00	0.90	0.00	
		Tường 200 có 2 cửa	20	16.5	3.3	1.1	3.63	3.25	0.00	0.80	0.00	

3.2.2. Hoạt tải

Hoạt tải được xác định dựa trên công năng các phòng theo TCVN 2737 – 1995 [4]

Bảng 3.11 – Bảng hoạt tải.

STT	Loại phòng	P_{tc}	n	P_{tt}
		kN/m^2		kN/m^2
1	Căn hộ	1.5	1.1	1.65
3	Hành lang	3	1.2	3.6
4	Kỹ thuật	3	1.2	3.6
5	Mái sân thượng	0.75	1.3	0.975

Bảng 3.12 – Tổng tải trọng tác dụng lên sàn.

Sàn	Công năng	Diện tích m^2	Kích thước sàn		Loại sàn	g_{tt}	P_{tt}	$g_{tường}$	$q_{sàn}$
			L1	L2		kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2
S1	Căn hộ	51.00	7.5	8.5	Sàn 2 phương	5.73	2.04	3.32	11.08
	Hành Lang	12.75							
S2	Căn hộ (vệ sinh)	48.00	7.5	8	Sàn 2 phương	5.90	2.04	3.04	10.98
	Hành Lang	12.00							
S3	Căn hộ	60.09	7.5	8.5	Sàn 2 phương	5.73	1.76	3.28	10.77
	Hành Lang	3.66							
S4	Căn hộ	44.53	5.9	8.5	Sàn 2 phương	5.73	1.87	2.44	10.04
	Hành Lang	5.63							
S5	Hành Lang	3.09	1.63	1.9	Sàn 2 phương	4.35	3.60	0	7.95
S6	Hành Lang	14.16	2.4	5.9	Sàn 1 phương	4.35	3.60	0	7.95
S7	Hành Lang	4.88	1.63	3	Sàn 2 phương	4.35	3.60	0	7.95
S8	Căn hộ	44.53	5.9	8.5	Sàn 2 phương	5.73	1.87	1.81	9.40
	Hành Lang	5.63							
S9	Căn hộ	51.00	6	8.5	Sàn 2 phương	5.73	1.65	2.32	9.70
S10	Căn hộ	48.00	6	8	Sàn 2 phương	5.73	3.60	2.44	11.77
S11	Căn hộ	51.00	6	8.5	Sàn 2 phương	5.73	3.60	2.13	11.45
S12	Căn hộ (phòng ngủ)	10.28	1.5	8.5	Sàn 1 phương	5.77	1.65	0.58	8.00
	Căn hộ (vệ sinh)	2.47							

3.3. TÍNH NỘI LỰC CHO SÀN

Trong thiết kế sàn người ta thường sử dụng các phương pháp sau:

- Phương pháp tra bảng.
- Phương pháp phần tử hữu hạn (sử dụng các phần mềm tính toán).

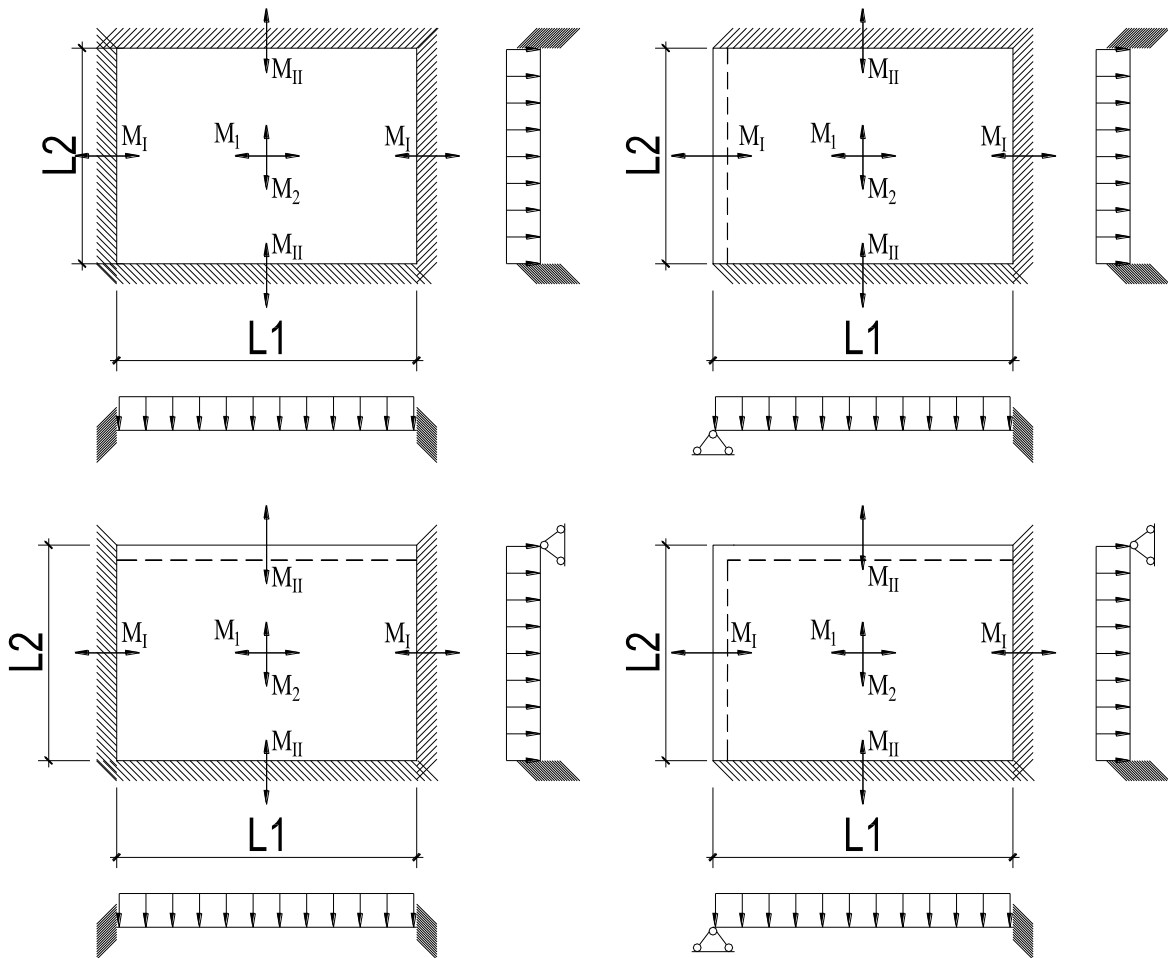
Phương pháp tra bảng là kết quả của việc giải các phương trình vi phân đạo hàm riêng thỏa mãn các điều kiện đối với các bản có tựa ngàm hoặc khớp trên các cạnh. Đây là phương pháp đơn giản, dễ sử dụng.

Phương pháp phần tử hữu hạn dùng tính nội lực hiện đang được sử dụng phổ biến hiện nay do tận dụng được các ưu điểm của các phần mềm mạnh như: ETABS, SAP, SAFE.

⇒ Trong đồ án sinh viên lựa chọn phương pháp tra bảng để tính toán nội lực cho ô sàn

3.3.1. Sử dụng phương pháp tra bảng

Theo phương pháp tra bảng ta có các loại sơ đồ tính như sau



Hình 3.3 – Sơ đồ bản kê 4 cạnh

3.3.2. Phân loại ô bản sàn

Trong mặt bằng điển hình này có 2 loại ô bản:

- Ô bản làm việc 2 phương gồm: ô bản S1, S2, S3, S4, S5, S7, S8, S9, S10, S11
- Ô bản làm việc 1 phương: S6, S12
- Tiến hành tính toán cho 2 ô bản điển hình S1 (sàn 2 phương) và S12 (sàn 1 phương).

3.3.2.1. Đối với ô bản 2 phương

* Tổng quát lý thuyết

Trong trường hợp tổng quát công thức tính moment các loại ô bản có dạng như sau:

- Moment dương lớn nhất ở giữa bản:

$$M_1 = m_{i1} \times P$$

$$M_2 = m_{i2} \times P$$

- Moment âm lớn nhất ở gối:

$$M_I = k_{i1} \times P$$

$$M_{II} = k_{i2} \times P$$

Trong đó:

- i: ký hiệu ô bản đang xét (i=1,2,3,...5).
- 1, 2: chỉ phương đang xét là L₁ hay là L₂.
- L₁, L₂: nhịp tính toán ô bản là khoảng cách giữa các trục gối tựa.
- P: tổng tải trọng tác dụng lên ô bản.
- m_{i1}, m_{i2}, k_{i1}, k_{i2}: các hệ số phụ thuộc vào tỷ số $\frac{L_2}{L_1}$, tra phụ lục 17 trang 388 sách

kết cấu BTCT [7]

* Tính toán cho ô sàn S1

Ta có: tỷ số $\frac{L_2}{L_1} = \frac{8.5}{7.5} = 1.13 < 2$ và $\frac{h_d}{h_s} = \frac{500}{150} = 3.33 > 3$

=> Bản là loại bản kê 4 cạnh và liên kết được xem là liên kết ngàm. => Ô bản làm việc theo sơ đồ số 9.

Từ bảng 3.12 (Tổng tải trọng tác dụng lên sàn):

- Ta có: $q = 11.085 \text{ kN} / \text{m}^2 \Rightarrow P = 11.085 \times 7.5 \times 8.5 = 706.67 \text{ kN}$

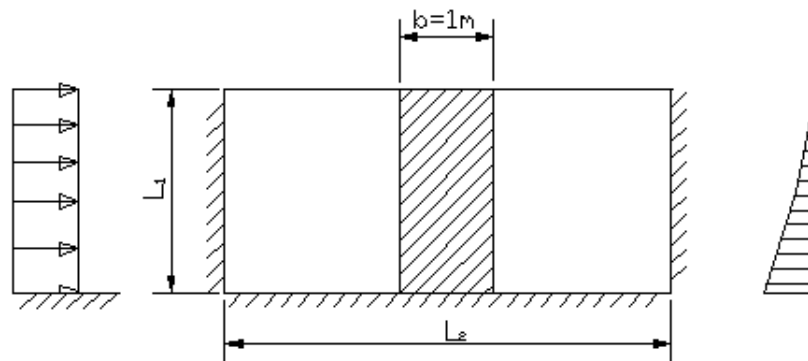
$$\begin{aligned}
 m_{91} &= 0.0198 & M_1 &= 13.992kN / m^2 \\
 - \text{Tra bảng ta có:} & & m_{91} &= 0.0154 & M_2 &= 10.859kN / m^2 \\
 & & k_{91} &= 0.0457 & \Rightarrow & M_I &= -32.318kN / m^2 \\
 & & k_{92} &= 0.0357 & & M_{II} &= -25.205kN / m^2
 \end{aligned}$$

* Các ô sàn còn lại tiến hành tương tự và thể hiện kết quả trong bảng tính.

3.3.2.2. Đối với ô bản 1 phương

*** Tổng quát lý thuyết**

Đối với những bản công son có sơ đồ tính như sau:

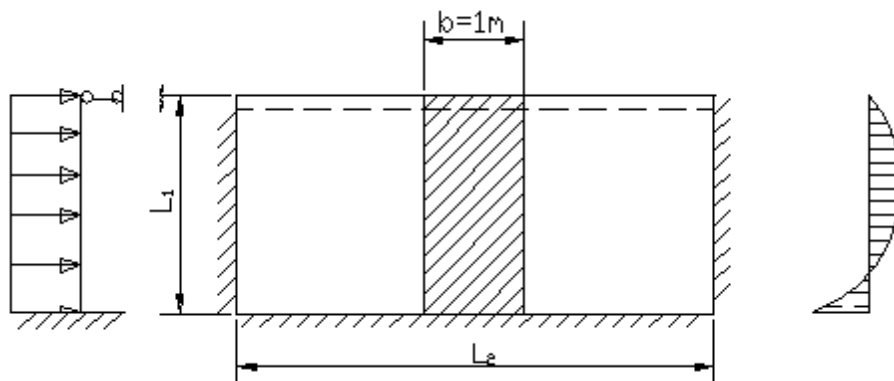


Hình 3.4 – Sơ đồ bản loại dầm

- Cách tính: Cắt 1 dải bản theo phương cạnh ngắn với bề rộng b=1m để tính như dầm công son.

- Moment tại đầu ngàm: $M = \frac{q_b \times l_1^2}{2}$ với $q_b = (p + q) \times b$ [11]

Đối với những ô bản 3 đầu ngàm 1 đầu tựa đơn có sơ đồ tính như sau



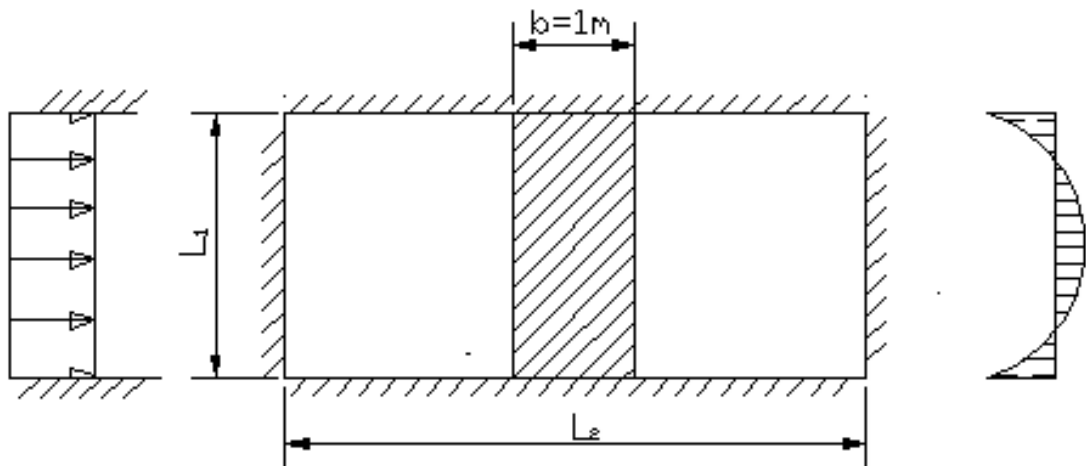
Hình 3.5 – Sơ đồ bản loại dầm

- Cách tính: cắt 1 dải bản theo phương cạnh ngắn với bề rộng $b=1\text{m}$ để tính như dầm công son.

- Moment ở giữa nhịp: $M_n = \frac{9 \times (q_b \times l_1^2)}{128}$ [11]

- Moment ở gối tựa: $M_g = \frac{q_b \times l_1^2}{8}$ Với $q_b = (p + q) \times b$ [11]

Đối với những ô bản 4 cạnh ngàm có sơ đồ tính như sau



Hình 3.6 – Sơ đồ bản loại dầm

- Cách tính: cắt 1 dải bản theo phương cạnh ngắn với bề rộng $b=1\text{m}$ để tính như dầm 2 đầu ngàm.

- Moment ở giữa nhịp: $M_n = \frac{q_b \times l_1^2}{24}$ Với $q_b = (p + q) \times b$ [11]

- Moment ở gối tựa: $M_g = \frac{q_b \times l_1^2}{12}$ Với $q_b = (p + q) \times b$ [11]

* Áp dụng cho ô sàn S12

Ta có: $\frac{L_2}{L_1} = \frac{8.5}{1.5} = 5.67 > 2 \Rightarrow$ Ô bản làm việc 1 phương và liên kết ngàm.

Từ bảng tải trọng ta có $q_b=8.001\text{kN/m}^2$

$$M_n = \frac{q_b \times l_1^2}{24} = \frac{8.001 \times 1.5^2}{24} = 0.75\text{kNm}$$

$$M_g = \frac{q_b \times l_1^2}{12} = \frac{8.001 \times 1.5^2}{12} = 1.5\text{kNm}$$

Bảng 3.13 – Bảng tổng hợp Moment sàn bản kê 4 cạnh

STT	Số đồ sàn	Kích thước		Tải trọng	Chiều dày			Tỷ số 12/11	Hệ số moment		Moment (N.m/m)	
		l1	l2	g	h	a	h ₀					
		(m)	(m)	(N/m ²)	(mm)	(mm)	(mm)					
S1	9	7.5	8.5	11085	150	20	130	1.13	$\alpha_1 = 0.020$	$M_1 =$	13992.04	
						28	122		$\alpha_2 = 0.015$	$M_2 =$	10859.14	
						20	130		$\beta_1 = 0.046$	$M_{I} =$	-32318.32	
						20	130		$\beta_2 = 0.036$	$M_{II} =$	-25204.52	
S2	9	7.5	8	10983	150	20	130	1.07	$\alpha_1 = 0.019$	$M_1 =$	12476.69	
						28	122		$\alpha_2 = 0.017$	$M_2 =$	11048.90	
						20	130		$\beta_1 = 0.044$	$M_{I} =$	-29082.99	
						20	130		$\beta_2 = 0.039$	$M_{II} =$	-25480.56	
S3	9	7.5	8.5	10767	150	20	130	1.13	$\alpha_1 = 0.020$	$M_1 =$	13590.65	
						28	122		$\alpha_2 = 0.015$	$M_2 =$	10547.62	
						20	130		$\beta_1 = 0.046$	$M_{I} =$	-31391.19	
						20	130		$\beta_2 = 0.036$	$M_{II} =$	-24481.47	
S4	9	5.9	8.5	10041	150	20	130	1.44	$\alpha_1 = 0.021$	$M_1 =$	10533.71	
						27	123		$\alpha_2 = 0.010$	$M_2 =$	5101.28	
						20	130		$\beta_1 = 0.047$	$M_{I} =$	-23654.34	
						20	130		$\beta_2 = 0.023$	$M_{II} =$	-11388.90	

STT	Số đồ sàn	Kích thước		Tải trọng g (N/m ²)	Chiều dày			Tỷ số l2/l1	Hệ số moment		Moment	
		l1	l2		h	a	h ₀				(N.m/m)	
		(m)	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)					
S5	9	1.63	1.9	7953	100	15	85	1.17	$\alpha_1 = 0.020$	$M_I =$	495.69	
						21	79		$\alpha_2 = 0.015$	$M_{II} =$	363.29	
						15	85		$\beta_1 = 0.046$	$M_I =$	-1140.86	
						15	85		$\beta_2 = 0.034$	$M_{II} =$	-841.11	
S7	9	1.63	3	7953	100	15	85	1.84	$\alpha_1 = 0.019$	$M_I =$	748.91	
						22	78		$\alpha_2 = 0.006$	$M_{II} =$	220.74	
						15	85		$\beta_1 = 0.042$	$M_I =$	-1619.86	
						15	85		$\beta_2 = 0.012$	$M_{II} =$	-481.12	
S8	9	5.9	8.5	9402	150	20	130	1.44	$\alpha_1 = 0.021$	$M_I =$	9863.36	
						27	123		$\alpha_2 = 0.010$	$M_{II} =$	4776.64	
						20	130		$\beta_1 = 0.047$	$M_I =$	-22149.00	
						20	130		$\beta_2 = 0.023$	$M_{II} =$	-10664.12	
S9	9	6	8.5	9699	150	20	130	1.42	$\alpha_1 = 0.021$	$M_I =$	10371.14	
						27	123		$\alpha_2 = 0.010$	$M_{II} =$	5177.33	
						20	130		$\beta_1 = 0.047$	$M_I =$	-23330.95	
						20	130		$\beta_2 = 0.023$	$M_{II} =$	-11591.28	
S10	9	6	8	11773	150	20	130	1.33	$\alpha_1 = 0.021$	$M_I =$	11829.51	
						28	122		$\alpha_2 = 0.012$	$M_{II} =$	6649.39	
						20	130		$\beta_1 = 0.047$	$M_I =$	-26804.77	
						20	130		$\beta_2 = 0.027$	$M_{II} =$	-15163.62	

STT	Sơ đồ sàn	Kích thước		Tải trọng	Chiều dày			Tỷ số 12/11	Hệ số moment		Moment	
		11	12	g	h	a	h ₀					
		(m)	(m)	(N/m ²)	(mm)	(mm)	(mm)					
S11	9	6	8.5	11454	150	20	130	1.42	$\alpha_1 =$	0.021	$M_I =$	12247.76
						27	123		$\alpha_2 =$	0.010	$M_{II} =$	6114.15
						20	130		$\beta_1 =$	0.047	$M_I =$	-27552.60
						20	130		$\beta_2 =$	0.023	$M_{II} =$	-13688.68

Bảng 3.14 – Bảng tổng hợp Moment sàn bản kê 4 cạnh

STT	Sơ đồ sàn	Kích thước		Tải trọng	Chiều dày			Tỷ số 12/11	Moment			
		11	12	g	h	a	h ₀					
		(m)	(m)	(N/m ²)	(mm)	(mm)	(mm)					
S6	C	2.4	5.9	7953	100	15	85	2.46	$M_{nh} =$	1/24	.q.L =	1908.72
						15	85		$M_g =$	-1/12	.q.L =	-3817.44
S12	C	1.5	8.5	8001	150	20	130	5.67	$M_{nh} =$	1/24	.q.L =	750.09
						20	130		$M_g =$	-1/12	.q.L =	-1500.19

3.4. TÍNH CỐT THÉP CHO SÀN

3.4.1. Tiêu chuẩn thiết kế

TCXDVN 5574-2012 Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép – tiêu chuẩn thiết kế

3.4.2. Tính toán 2 ô sàn điển hình S1 và S6

3.4.2.1. Tính toán ô sàn điển hình S1

Với nội lực đã tính toán được tiếp tục sử dụng để tính toán thép cho ô sàn S1.

Tại vị trí nhịp L₁: $M_1 = 13.992kNm$

$$\begin{aligned}
 - \alpha_m &= \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{13.897}{0.9 \times 14500 \times 1 \times 0.13^2} = 0.063 \\
 - \xi &= 1 - \sqrt{1 - 2 \times \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.063} = 0.065 \\
 - A_s &= \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.065 \times 0.9 \times 14500 \times 1 \times 0.13}{225000} = 4.91cm^2 \\
 - \mu &= \frac{A_s}{bh_0} \times 100\% = \frac{4.91}{100 \times 13} = 0.38\% \\
 - \text{Chọn và bố trí } \phi 8a100 \text{ có } A_s &= 5.03cm^2 \\
 - \mu_{chon} &= \frac{A_s}{bh_0} \times 100\% = \frac{5.03}{100 \times 13} = 0.39\%
 \end{aligned}$$

Tại vị trí nhịp L₂: $M_2 = 10.859kN / m$

$$\begin{aligned}
 - \alpha_m &= \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{10.859}{0.9 \times 14500 \times 1 \times 0.122^2} = 0.056 \\
 - \xi &= 1 - \sqrt{1 - 2 \times \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.056} = 0.058 \\
 - A_s &= \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.058 \times 0.9 \times 14500 \times 1 \times 0.122}{225000} = 4.1cm^2 \\
 - \mu &= \frac{A_s}{bh_0} \times 100\% = \frac{4.1}{100 \times 12.2} = 0.34\% \\
 - \text{Chọn và bố trí } \phi 8a120 \text{ có } A_s &= 4.19cm^2 \\
 - \mu_{chon} &= \frac{A_s}{bh_0} \times 100\% = \frac{4.19}{100 \times 12.2} = 0.34\%
 \end{aligned}$$

Tại vị trí gối L₁: $M_l = -32.318kN / m$

$$- \alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{32.318}{0.9 \times 14500 \times 1 \times 0.13^2} = 0.147$$

$$- \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.146} = 0.159$$

$$- A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.159 \times 0.9 \times 14500 \times 1 \times 0.13}{365000} = 7.39 \text{ cm}^2$$

$$- \mu = \frac{A_s}{b h_0} \times 100\% = \frac{7.39}{100 \times 13} = 0.57\%$$

- Chọn và bố trí $\phi 10a100$ có $A_s = 7.85 \text{ cm}^2$

$$- \mu_{chon} = \frac{A_s}{b h_0} \times 100\% = \frac{7.85}{100 \times 13} = 0.6\%$$

Tại vị trí gối L2: $M_{II} = -25.205 \text{ kN} / \text{m}$

$$- \alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{25.205}{0.9 \times 14500 \times 1 \times 0.13^2} = 0.114$$

$$- \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.114} = 0.122$$

$$- A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.122 \times 0.9 \times 14500 \times 1 \times 0.13}{365000} = 5.67 \text{ cm}^2$$

$$- \mu = \frac{A_s}{b h_0} \times 100\% = \frac{5.67}{100 \times 13} = 0.44\%$$

- Chọn và bố trí $\phi 10a100$ có $A_s = 7.85 \text{ cm}^2$

$$- \mu_{chon} = \frac{A_s}{b h_0} \times 100\% = \frac{7.85}{100 \times 13} = 0.6\%$$

3.4.2.2. Tính toán ô bản sàn S12

Tại vị trí nhịp L1: $M=0.75 \text{ kNm}$

$$- \alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{0.75}{0.9 \times 14500 \times 1 \times 0.13^2} = 0.003$$

$$- \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.003} = 0.003$$

$$- A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.003 \times 0.9 \times 14500 \times 1 \times 0.13}{225000} = 0.226 \text{ cm}^2$$

$$- \mu = \frac{A_s}{b h_0} \times 100\% = \frac{0.226}{100 \times 13} = 0.0174\%$$

- Chọn và bố trí $\phi 6a200$ có $A_s = 1.41cm^2$ (cầu tạo chịu lực)

$$- \mu_{chon} = \frac{A_s}{bh_0} \times 100\% = \frac{1.41}{100 \times 13} = 0.11\%$$

Tại vị trí gối L1: $M = -1.5kNm$

$$- \alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{1.5}{0.9 \times 14500 \times 1 \times 0.13^2} = 0.006$$

$$- \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.006} = 0.006$$

$$- A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.006 \times 0.9 \times 14500 \times 1 \times 0.13}{225000} = 0.45cm^2$$

$$- \mu = \frac{A_s}{bh_0} \times 100\% = \frac{0.45}{100 \times 13} = 0.035\%$$

- Chọn và bố trí $\phi 8a200$ có $A_s = 2.51cm^2$ (cầu tạo chịu lực)

$$- \mu_{chon} = \frac{A_s}{bh_0} \times 100\% = \frac{2.51}{100 \times 13} = 0.19\%$$

3.4.3. Bảng tổng hợp tính toán và bố trí thép sàn

Bảng 3.15 – Bảng tổng hợp bố trí thép sàn bản kê 4 cạnh

STT	Số đồ sàn	Kích thước		Chiều dày			Moment		Tính thép				Chọn thép				
		11	12	h	a	h ₀			σ_m	ξ	A _s ^{TT} (cm ² /m)	H.lượng μ_{TT} (%)	Ø (mm)	a _{TT} (mm)	a _{BT} (mm)	A _s ^{CH} (cm ² /m)	H.lượng μ_{TT} (%)
		(m)	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(N.m/m)										
S1	9	7.5	8.5	150	20	130	M ₁ =	13985.73	0.063	0.066	4.94	0.38%	8	101.68	100	5.03	0.39%
					28	122	M ₂ =	10854.25	0.056	0.058	4.07	0.33%	8	123.46	120	4.19	0.34%
					20	130	M _I =	-32303.74	0.146	0.159	7.40	0.57%	10	106.19	100	7.85	0.60%
					20	130	M _{II} =	-25193.15	0.114	0.122	5.65	0.43%	10	138.93	100	7.85	0.60%
S2	9	7.5	8	150	20	130	M ₁ =	12473.28	0.057	0.058	4.39	0.34%	8	114.44	100	5.03	0.39%
					28	122	M ₂ =	11045.88	0.057	0.059	4.15	0.34%	8	121.26	120	4.19	0.34%
					20	130	M _I =	-29075.04	0.132	0.142	6.60	0.51%	10	119.08	100	7.85	0.60%
					20	130	M _{II} =	-25473.60	0.116	0.123	5.72	0.44%	10	137.29	100	7.85	0.60%
S3	9	7.5	8.5	150	20	130	M ₁ =	13594.43	0.062	0.064	4.80	0.37%	8	104.71	100	5.03	0.39%
					28	122	M ₂ =	10550.56	0.054	0.056	3.95	0.32%	8	127.12	120	4.19	0.34%
					20	130	M _I =	-31399.94	0.142	0.154	7.17	0.55%	10	109.53	100	7.85	0.60%
					20	130	M _{II} =	-24488.29	0.111	0.118	5.48	0.42%	10	143.20	100	7.85	0.60%
S4	9	5.9	8.5	150	20	130	M ₁ =	10438.25	0.047	0.049	3.66	0.28%	8	137.44	120	4.19	0.32%
					27	123	M ₂ =	5055.05	0.026	0.026	1.85	0.15%	6	152.79	150	1.88	0.15%
					20	130	M _I =	-23439.96	0.106	0.113	5.23	0.40%	10	150.04	150	5.24	0.40%
					20	130	M _{II} =	-11285.69	0.051	0.053	2.44	0.19%	10	321.54	200	3.93	0.30%

STT	Số đồ sàn	Kích thước		Chiều dày			Moment		Tĩnh thép				Chọn thép				
		11	12	h	a	h ₀			α _m	ξ	A _s ^{TT}	H.lượng	Ø	a _{TT}	a _{BT}	A _s ^{CH}	H.lượng
		(m)	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(N.m/m)	(cm ² /m)			μ _{TT} (%)	(mm)				(mm)	(mm)
S5	9	1.63	1.9	100	15	85	M _I =	495.69	0.005	0.997	0.85	0.10%	6	332.64	200	1.41	0.17%
					21	79	M ₂ =	363.29	0.004	0.998	0.79	0.10%	6	357.90	200	1.41	0.18%
					15	85	M _I =	-1140.86	0.012	0.994	0.85	0.10%	8	591.36	200	2.51	0.30%
					15	85	M _{II} =	-841.11	0.009	0.996	0.85	0.10%	8	591.36	200	2.51	0.30%
S7	9	1.63	3	100	15	85	M _I =	748.91	0.008	0.996	0.85	0.10%	6	332.64	200	1.41	0.17%
					22	78	M ₂ =	220.74	0.003	0.999	0.78	0.10%	8	644.43	200	2.51	0.32%
					15	85	M _I =	-1619.86	0.017	0.991	0.85	0.10%	6	330.93	200	1.41	0.17%
					15	85	M _{II} =	-481.12	0.005	0.997	0.85	0.10%	8	591.36	200	2.51	0.30%
S8	9	5.9	8.5	150	20	130	M _I =	9766.84	0.044	0.045	3.42	0.26%	8	147.13	120	4.19	0.32%
					27	123	M ₂ =	4729.90	0.024	0.024	1.73	0.14%	6	163.43	150	1.88	0.15%
					20	130	M _I =	-21932.27	0.099	0.105	4.88	0.38%	10	161.00	150	5.24	0.40%
					20	130	M _{II} =	-10559.77	0.048	0.049	3.70	0.28%	8	135.82	120	4.19	0.32%
S9	9	6	8.5	150	20	130	M _I =	10372.21	0.047	0.048	3.63	0.28%	8	138.33	120	4.19	0.32%
					28	122	M ₂ =	5177.86	0.027	0.027	1.91	0.16%	8	262.88	200	2.51	0.21%
					20	130	M _I =	-23333.35	0.106	0.112	5.21	0.40%	10	150.77	100	7.85	0.60%
					20	130	M _{II} =	-11592.47	0.053	0.054	2.51	0.19%	10	312.79	200	3.93	0.30%
S10	9	6	8	150	20	130	M _I =	11826.50	0.054	0.055	4.16	0.32%	8	120.89	120	4.19	0.32%
					28	122	M ₂ =	6647.70	0.034	0.035	2.46	0.20%	8	203.94	200	2.51	0.21%
					20	130	M _I =	-26797.94	0.122	0.130	6.04	0.46%	10	130.03	120	6.54	0.50%
					20	130	M _{II} =	-15159.76	0.069	0.071	3.31	0.25%	10	237.07	150	5.24	0.40%

STT	Số đồ sàn	Kích thước		Chiều dày			Moment		Tính thép				Chọn thép				
		11	12	h	a	h ₀			α_m	ξ	A_s^{TT}	H.lượng	\emptyset	a_{TT}	a_{BT}	A_s^{CH}	H.lượng
		(m)	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(N.m/m)	(cm ² /m)			μ_{TT} (%)	(mm)				(mm)	(mm)
11	9	6	8.5	150	20	130	$M_1 =$	12243.48	0.056	0.057	4.31	0.33%	8	116.65	120	4.19	0.32%
					28	122	$M_2 =$	6112.01	0.031	0.032	2.26	0.19%	8	222.14	200	2.51	0.21%
					20	130	$M_I =$	-27542.98	0.125	0.134	6.22	0.48%	10	126.25	120	6.54	0.50%
					20	130	$M_{II} =$	-13683.90	0.062	0.064	2.98	0.23%	10	263.61	200	3.93	0.30%

Bảng 3.16 – Bảng tổng hợp bố trí thép sàn bản loại dầm

STT	Số đồ sàn	Kích thước		Chiều dày			Moment		Tính thép				Chọn thép				
		11	12	h	a	h ₀			α_m	ξ	A_s^{TT}	H.lượng	\emptyset	a_{TT}	a_{BT}	A_s^{CH}	H.lượng
		(m)	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(N.m/m)	(cm ² /m)			μ_{TT} (%)	(mm)				(mm)	(mm)
S6	C	2.4	5.9	150	15	85	$M_{nh} =$	1908.72	0.018	0.991	1.01	0.12%	6	281	200	1.41	0.17%
					15	85	$M_g =$	-3817.44	0.036	0.981	2.03	0.24%	8	247	200	2.51	0.30%
S12	C	1.5	8	150	20	130	$M_{nh} =$	750.09	0.003	0.998	1.30	0.10%	6	217	200	1.41	0.11%
					20	130	$M_g =$	-1500.19	0.006	0.997	1.30	0.10%	8	387	200	2.51	0.19%

3.5. KIỂM TRA ĐỘ VỒNG CỦA SÀN

3.5.1. Độ võng của sàn bản kê bốn cạnh

3.5.1.1. Tổng quát lý thuyết

Độ võng sàn xác định theo công thức: $f = \frac{\alpha \times q \times l_1^4}{D}$, (phụ lục 22, [8])

Trong đó:

- l_1 : cạnh ngắn của sàn.
- $D = \frac{E_b \times h^3}{12 \times (1 - \mu^2)}$ độ cứng trụ
- q : tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên ô bản.
- $E_b = 30000MPa = 30 \times 10^6 kN / m^2$: Môđun đàn hồi của bê tông.
- $h = 15cm$ chiều dày sàn
- $\mu = 0.2$: hệ số poisson
- α : hệ số phụ thuộc vào tỉ số giữa cạnh dài và cạnh ngắn của sàn - (tra phụ lục 22, [8])

3.5.1.2. Áp dụng cho ô sàn S1.

$$D = \frac{E_b \times h^3}{12 \times (1 - \mu^2)} = \frac{30 \times 10^6 \times 0.15^3}{12 \times (1 - 0.2^2)} = 8789.062 (kN / m^2)$$

STT	Sàn	Công năng	Diện tích	Kích thước sàn		g _{tt}	P _{tt}	g _{trường}	Q _{sàn}
			m ²	L1	L2				
1	S1	Căn hộ	51.00	7.5	8.5	5.73	2.04	3.32	11.085
		Hành Lang	12.75						

$$f = \frac{\alpha \times q \times l_1^4}{D} = \frac{0.00157 \times 11.085 \times 7.5^4}{8789.062} = 0.006m$$

$[f] = 0.03m$ (đối với nhịp $6m < L < 7.5m$) (bảng 4, [2])

$f < [f] \Rightarrow$ Thỏa mãn điều kiện độ võng

3.5.2. Độ võng của sàn bản dầm

* Áp dụng cho ô sàn S12

$$f_{\max} = \frac{1}{384} \times \frac{q^{tc} \times l_1^4}{E_b I}, [11]$$

Trong đó:

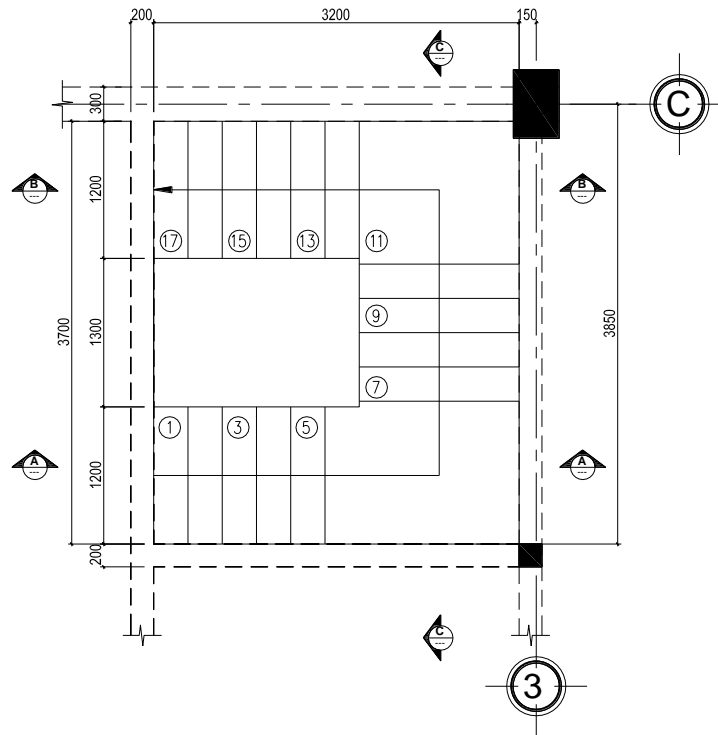
- $q^{tc} = (g^{tc} + p^{tc}) \times b$: tải trọng tiêu chuẩn trên m của ô sàn
- l_1 : nhịp của ô sàn.
- $E=30000\text{Mpa} = 30 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$: Mô đun đàn hồi của bê tông
- $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1 \times 0.15^3}{12} = 2.8125 \times 10^{-4} \text{ m}^4$: moment quán tính.

$$f_{\max} = \frac{1}{384} \times \frac{q^{tc} \times l_1^4}{EI} = \frac{1}{384} \times \frac{6.6 \times 1.5^4}{30 \times 10^6 \times 2.8125 \times 10^{-4}} = 0.001 \text{ mm}$$

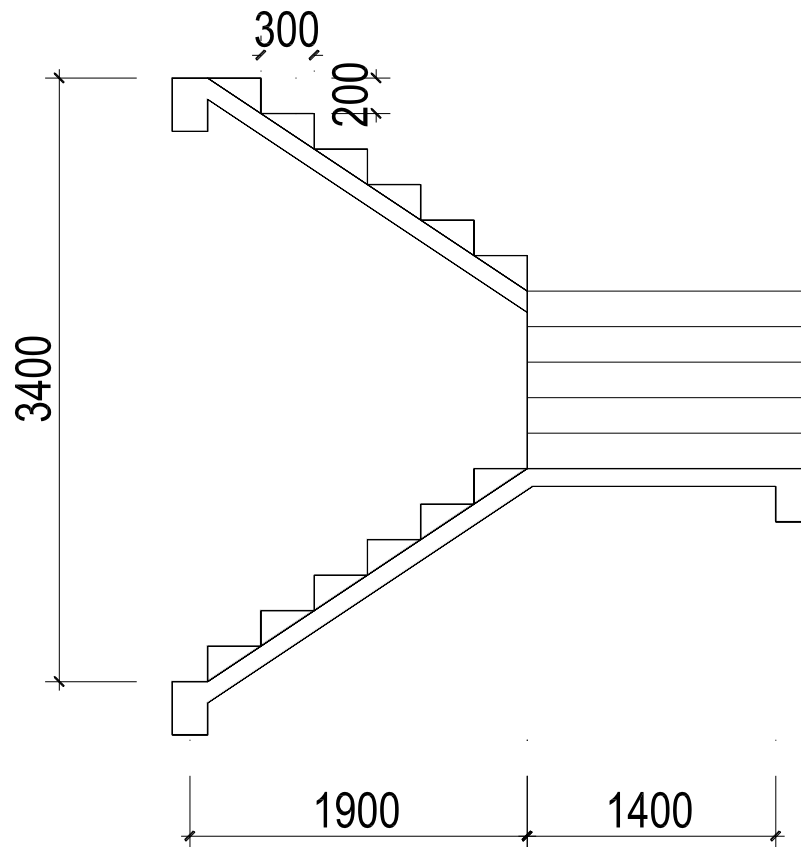
$$[f] = \frac{L}{200} = \frac{1.5}{200} = 0.0075 \text{ m} > f_{\max} \text{ (thỏa mãn)}$$

CHƯƠNG 4: THIẾT KẾ CẦU THANG

4.1. SỐ LIỆU TÍNH TOÁN



Hình 4.1 – Mặt bằng cầu thang



Hình 4.2 – Mặt cắt cầu thang bộ tầng điển hình

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

$$h_b = \frac{L}{30 \div 35} = \frac{3200}{30 \div 35} = (91 \div 106) \text{ mm}$$

Trong đó: $L = 3200 \text{ mm}$: nhịp tính toán của bản thang

\Rightarrow Chọn chiều dày bản thang $h_b = 10 \text{ cm}$

Kích thước dầm thang (dầm chiếu nghỉ) được chọn sơ bộ theo công thức:

$$h_{dt} = \frac{L_3}{10 \div 13} = \frac{3700}{10 \div 13} = (284 \div 370) \text{ mm}$$

$$b_{dt} = \frac{h}{2 \div 3} = \frac{350}{2 \div 3} = (116 \div 175) \text{ mm}$$

Trong đó: $L_3 = 3700 \text{ mm}$: nhịp tính toán của dầm chiếu nghỉ thang

\Rightarrow Chọn kích thước dầm thang $h_{dt} \times b_{dt} = 200 \times 300 \text{ mm}$

4.2. TÍNH TOÁN CHO VÉ 1 VÀ VÉ 2

4.2.1. Tải trọng tác dụng

Cũng như đối với bản sàn tính toán tải trọng tác dụng theo [4]

4.2.1.1. Tải trọng tác dụng lên phần bản nghiêng

Trọng lượng tương đương 1 bậc thang

$$G_b = \frac{1}{2} \times l_b \times h_b \times \gamma_{tb} = \frac{1}{2} \times 0.3 \times 0.2 \times 24 = 0.72 \text{ kN / m}$$

Trong đó:

- $l_b \times h_b = 0.3 \times 0.2 \text{ (m)}$: kích thước bậc thang.
- $\gamma_{tb} = 24 \text{ kN / m}^3$: trọng lượng riêng 1 bậc thang lấy bằng trọng lượng riêng đá hoa cương.

$$g_b = \frac{N_1 \times G_b}{L_2} = \frac{6 \times 0.72}{1.8} = 2.4 \text{ kN / m}^2$$

Trong đó:

- $N_1 = 6$: số bậc thang trên 1 vé bản nghiêng.
- $L_2 = 1.8 \text{ m}$: nhịp bản thang theo phương ngang.

Bảng 4.1 – Bảng tính tải trọng tác dụng lên bản thang nghiêng.

Tải trọng	Lớp cấu tạo	Chiều dày	Trọng lượng riêng	Hệ số tin cậy	q_{tc}	q_{tt}
		mm	kN/m^3			
Tĩnh tải	Bậc thang (xây gạch)	2.40		1.2	2.88	3.46
	Vữa trát	15	18	1.2	0.32	0.39
	Bản BTCT	100	25	1.1	3.00	3.31
Hoạt tải	Cầu thang	3		1.2	3.00	3.60
Tổng cộng					9.21	10.76

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

$$q_2 = (g + p) \times b + g_{lan\ can} = 10.76 \times 1 + 1 = 11.76 kN / m$$

Trong đó:

- g: tĩnh tải tác dụng lên bản thang.
- p: hoạt tải tác dụng lên bản thang.
- b=1m: cắt 1m bề rộng bản thang để tính toán.
- $g_{lan\ can} = 1 kN/m$ tải trọng lan can.

4.2.1.2. Tải trọng tác dụng lên bản chiếu nghỉ

Bảng 4.2 – Bảng tính tải trọng tác dụng lên bản chiếu nghỉ.

STT	Lớp cấu tạo	Chiều dày	Trọng lượng riêng	Hệ số tin cậy	q_{tc}	q_{tt}
		mm	kN/m^3			
Tĩnh tải	Đá hoa cương	20	24	1.1	0.48	0.53
	Vữa lót	20	18	1.1	0.36	0.40
	Bản BTCT	100	25	1.1	2.50	2.75
	Vữa trát	15	18	1.2	0.27	0.32
Hoạt tải	Cầu thang	3		1.2	3.00	3.60
Tổng cộng					6.61	7.60

Tải trọng tác dụng trên 1m bề rộng bản chiếu nghỉ:

$$q_1 = (g + p) \times b = 7.6 \times 1 = 7.6 kN / m$$

Trong đó:

- $g = 4 kN/m^2$: tĩnh tải tác dụng lên bản thang.
- $p = 3.6 kN/m^2$: hoạt tải tác dụng lên bản thang.

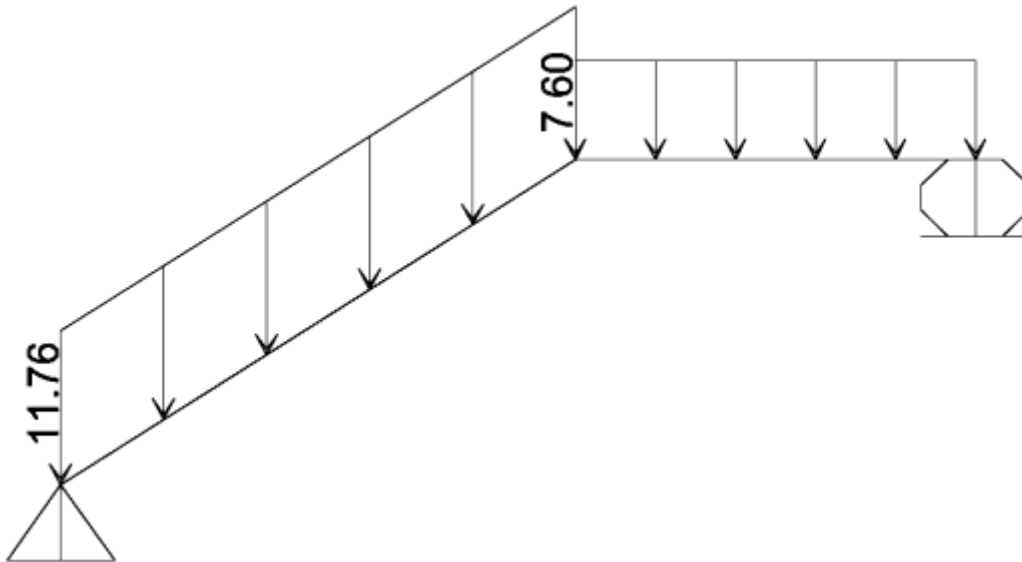
- $b=1\text{m}$: cắt 1m bề rộng bản thang để tính toán.

4.2.2. Sơ đồ tính và nội lực

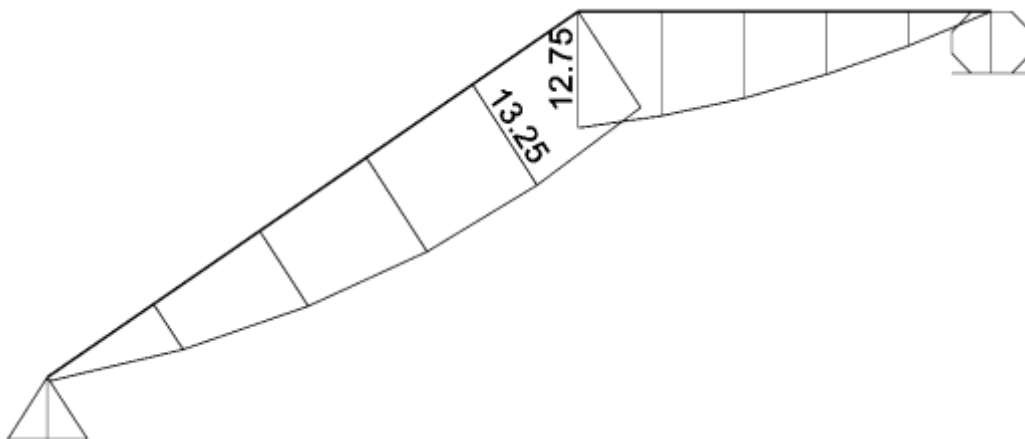
Khi thi công bản thang là kết cấu phụ đổ bê tông sau nên độ kết dính giữa bê tông cũ và bê tông mới chuẩn bị đổ không đảm bảo toàn khối nên liên kết giữa bản thang với dầm là liên kết khớp.

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

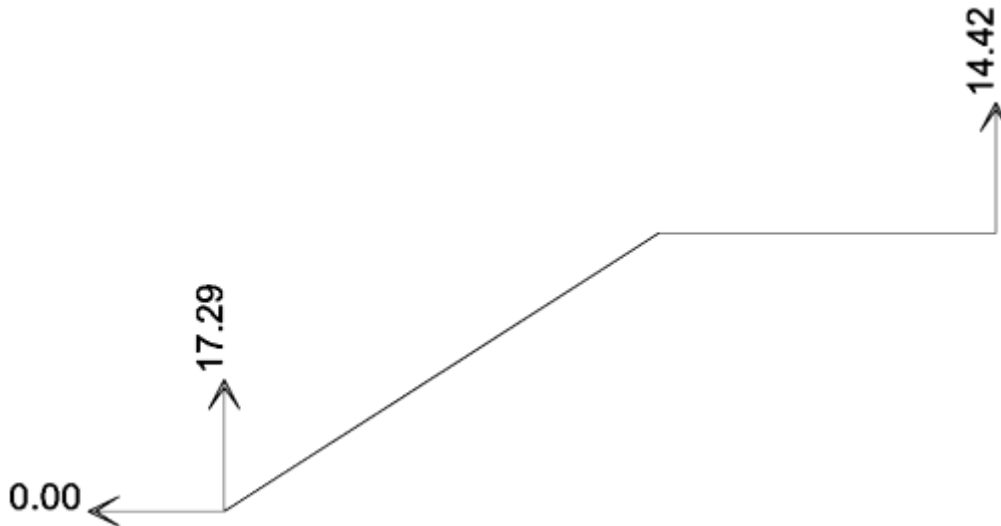
*** Vì liên kết là liên kết cứng nên phải bổ sung thép cấu tạo tại gối và đoạn gãy để chịu moment âm chống nứt cho công trình.**



Hình 4.3 – Sơ đồ tính và tải trọng tác dụng lên bản thang



Hình 4.4 – Moment bản thang



Hình 4.5 – Phản lực tại gối

4.2.3. Tính và bố trí cốt thép bản thang

Thép $\emptyset < 10$ chọn thép AI; Thép $\emptyset \geq 10$ chọn thép AIII

Bê tông dùng B25

Trình tự tính thép trong ô sàn như sau:

- a: là khoảng cách tính từ mép bê tông đến trọng tâm lớp cốt thép chịu lực.

- Tính $h_0 = h - a$

- Tính $\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} \leq \alpha_R$

- $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$

- Tính diện tích thép theo công thức: $A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s}$

- Khi chọn được khoảng cách bố trí cốt thép kiểm tra lại hàm lượng cốt thép với

$\mu_{\min} = 0.1\%$; $\mu_{\max} = \xi_R \frac{R_b}{R_s} = 2.4\%$, hàm lượng thép hợp lý của bản sàn trong

khoảng $\mu = (0.3 \div 0.9)\%$

Chú ý:

- ✓ Lớp bê tông bảo vệ cốt thép lấy theo mục 8.3 TCVN 5574-1012, trong phần tính toán bản sàn $h > 100\text{mm}$ lấy lớp bê tông bảo vệ $c = 20\text{mm}$ [2]
- ✓ Khoảng vươn ra của thép gối lấy bằng $L/4$ theo chiều dài từng đoạn của bản thang.
- ✓ Neo cốt thép vùng kéo và nén theo mục 8.5 TCVN 5574-2012; cụ thể là neo cốt thép vùng kéo $l_{an} = 30\emptyset$, vùng nén $l_{an} = 20\emptyset$ [2]

Bảng 4.3 – Bảng tính cốt thép bản thang

Vị trí	Moment	h	b	a	h ₀	α_m	ξ	A _{stt}	μ_{tt}	Chọn thép		$\mu_{chọn}$
		mm	mm	mm	mm					ϕ	a	
Nhịp	13.25	100	1000	25	75	0.181	0.201	5.38	0.72%	10	120	0.87%
Gối	Cầu tạo									10	200	0.52%

Thép cầu tạo theo phương ngang $\phi 8a250$

4.3. TÍNH TOÁN CHO VẾ 3

4.3.1. Tải trọng tác dụng

Các phần cầu tạo và hoạt tải của vế 3 cũng giống như phần bản nghiêng của bản thang

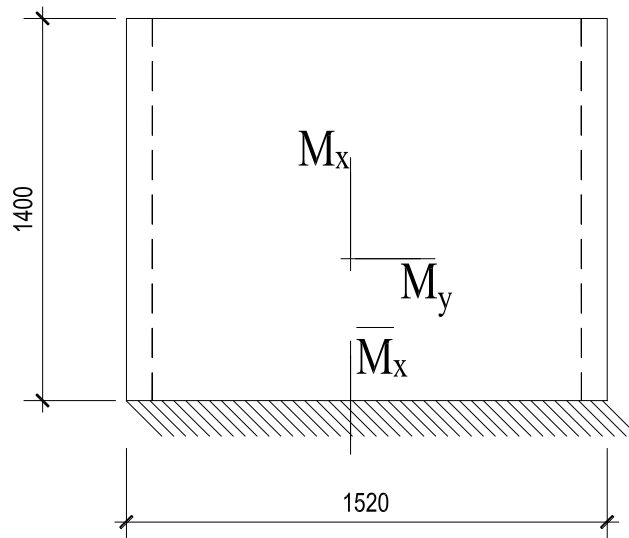
$$\text{vế 1 và 2} \Rightarrow q_3 = \frac{q_2}{b} = \frac{11.76}{1m} = 11.76kN / m^2$$

4.3.2. Sơ đồ tính và nội lực.

$$\text{Xét } \frac{B_1}{L_1 \cos \alpha} = \frac{1.3}{1.4 \cos(31^\circ)} = 1.1 < 2 \Rightarrow \text{Bản làm việc 2 phương.}$$

$$\text{Xét tỷ số } \frac{h_d}{h_s} = \frac{0.3}{0.1} = 3 \Rightarrow \text{nên có thể lý tưởng hóa liên kết giữa bản thang với dầm}$$

chiều nghiêng được xem là ngàm



Hình 4.6 – Sơ đồ tính bản vế 3

Tra bảng phụ lục 18 sơ đồ 1 (Bê tông cốt thép 3 – Võ Bá Tầm) ta có các hệ số: [8]

- $M_x = 0.0125$

- $\bar{M}_x = -0.13667$

- $M_y = 0.14263$

Bảng 4.4 – Bảng tính cốt thép bản thang

Vị trí	Hệ số	q	L _x	L _y	Moment
		kN/m ²	m	m	
Nhip X	0.0125	11.76	1.52	1.4	0.34
Gối X	-0.13667				-3.15
Y	0.14263				3.29

4.3.3. Tính và bố trí cốt thép cho vế 3**Bảng 4.5 – Bảng tính cốt thép vế 3**

Vị trí	Moment	h	b	a	h ₀	α _m	ξ	A _{stt}	μ _{tt}	Chọn thép		μ _{chọn}
		mm	mm	mm	mm					φ	a	
Nhip X	0.34	100	1000	26	74	0.005	0.005	0.20	0.03%	8	200	0.34%
Gối X	-3.15	100	1000	20	80	0.038	0.038	1.78	0.22%	8	200	0.31%
Y	3.29	100	1000	20	80	0.039	0.040	1.86	0.23%	8	200	0.31%

4.4. TÍNH TOÁN CHO DÀM CHIỀU NGHỈ**4.4.1. Tải trọng tác dụng lên dầm****4.4.1.1. Đoạn chiều nghỉ 1**

Trọng lượng bản thân dầm:

$$g_1 = n_g \gamma_b b \times (h - h_s) = 1.1 \times 25 \times 0.2 \times (0.3 - 0.1) = 1.1 \text{ kN/m}$$

Trong đó:

- $n_g = 1.1$: hệ số an toàn.
- $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$: trọng lượng riêng bê tông cốt thép.
- $b = 0.2 \text{ m}$: bề rộng dầm chiều nghỉ.
- $h = 0.3 \text{ m}$: chiều cao dầm chiều nghỉ.
- $h_s = 0.1 \text{ m}$: chiều dày bản chiều nghỉ.

Trọng lượng tường xây trên dầm:

$$g_2 = n_g \gamma_t b_t h_{t1} = 1.1 \times 16.5 \times 0.2 \times (3.4 - 1.2 - 0.3) = 6.897 \text{ kN/m}$$

Trong đó:

- $n_g = 1.1$: hệ số an toàn.
- $\gamma_t = 16.5 \text{ kN/m}^3$: trọng lượng riêng tường dày 200mm.
- $b_t = 0.2 \text{ m}$: chiều dày tường.
- $h_{t1} = 3.4 - 1.2 - 0.3 = 1.9 \text{ m}$: chiều cao tường trên dầm chiều nghỉ.

Tải trọng do bản V1 truyền vào:

$$g_3 = \frac{V_B}{B} = \frac{14.29}{1.2} = 11.91 \text{ kN/m}$$

⇒ Tổng tải trọng tác dụng $q_4 = g_1 + g_2 + g_3 = 1.1 + 6.987 + 11.91 = 19.91 \text{ kN/m}$

4.4.1.2. Đoạn chiếu nghỉ 2

Trọng lượng bản thân dầm:

$$g_1 = n_g \gamma_b b \times (h - h_s) = 1.1 \times 25 \times 0.2 \times (0.3 - 0.1) = 1.1 \text{ kN/m}$$

Trong đó:

- $n_g = 1.1$: hệ số an toàn.
- $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$: trọng lượng riêng bê tông cốt thép.
- $b = 0.2 \text{ m}$: bề rộng dầm chiếu nghỉ.
- $h = 0.3 \text{ m}$: chiều cao dầm chiếu nghỉ.
- $h_s = 0.1 \text{ m}$: chiều dày bản chiếu nghỉ.

Trọng lượng tường xây trên dầm:

$$g_4 = n_g \gamma_t b_t h_{t2} = 1.1 \times 16.5 \times 0.2 \times (3.4 - 2.2 - 0.3) = 3.267 \text{ kN/m}$$

Trong đó:

- $n_g = 1.1$: hệ số an toàn.
- $\gamma_t = 16.5 \text{ kN/m}^3$: trọng lượng riêng tường dày 200mm.
- $b_t = 0.2 \text{ m}$: chiều dày tường.
- $h_{t2} = 3.4 - 2.2 - 0.3 = 0.9 \text{ m}$: chiều cao tường trên dầm chiếu nghỉ.

Tải trọng do bản V1 truyền vào:

$$g_5 = \frac{V_C}{B} = \frac{14.29}{1.2} = 11.91 \text{ kN/m}$$

⇒ Tổng tải trọng tác dụng $q_5 = g_1 + g_4 + g_5 = 1.1 + 3.267 + 11.91 = 16.277 \text{ kN/m}$

4.4.1.3. Đoạn dầm nghiêng

Trọng lượng bản thân dầm:

$$g_6 = \frac{g_1}{\cos \alpha} = \frac{1.1}{\cos 31^\circ} = 1.283 \text{ kN/m}$$

Trọng lượng tường xây trên dầm:

$$g_7 = n_g \gamma_t b_t \left(\frac{h_{t1} + h_{t2}}{2} \right) = 1.1 \times 16.5 \times 0.2 \times \left(\frac{1.9 + 0.9}{2} \right) = 5.082 \text{ kN/m}$$

Trong đó:

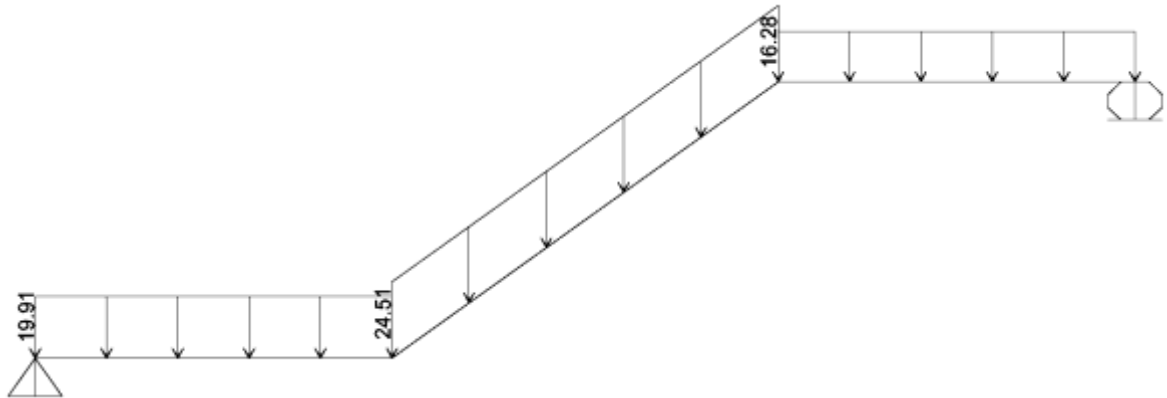
- $n_g = 1.1$: hệ số an toàn.
- $\gamma_t = 16.5 \text{ kN/m}^3$: trọng lượng riêng tường dày 200mm.
- $b_t = 0.2 \text{ m}$: chiều dày tường.
- $\frac{h_{t1} + h_{t2}}{2} = \frac{1.9 + 0.9}{2} = 1.4 \text{ m}$: chiều cao trung bình tường trên dầm chiều nghiêng.

Tải trọng do bản V1 truyền vào:

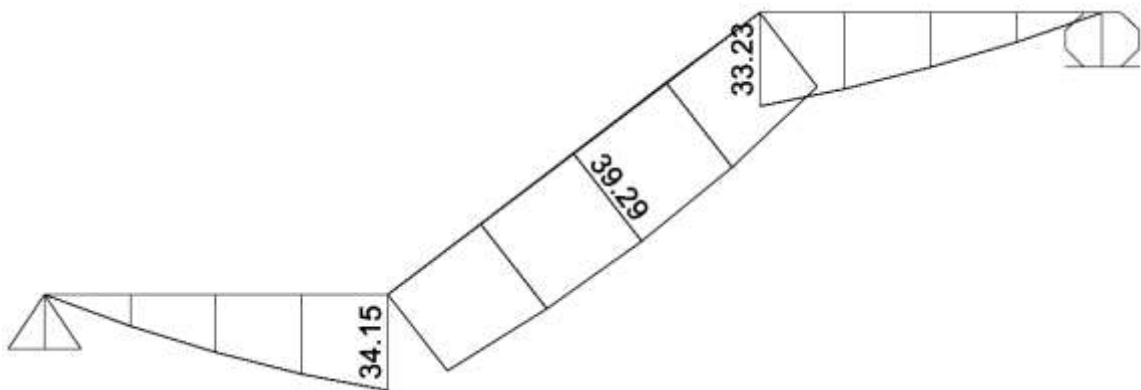
$$g_5 = \frac{q_3 \times L_1}{\cos \alpha} = \frac{11.11 \times 1.4}{\cos 31^\circ} = 18.146 \text{ kN/m}$$

⇒ Tổng tải trọng tác dụng $q_6 = g_6 + g_7 + g_8 = 1.283 + 5.082 + 18.146 = 24.511 \text{ kN/m}$

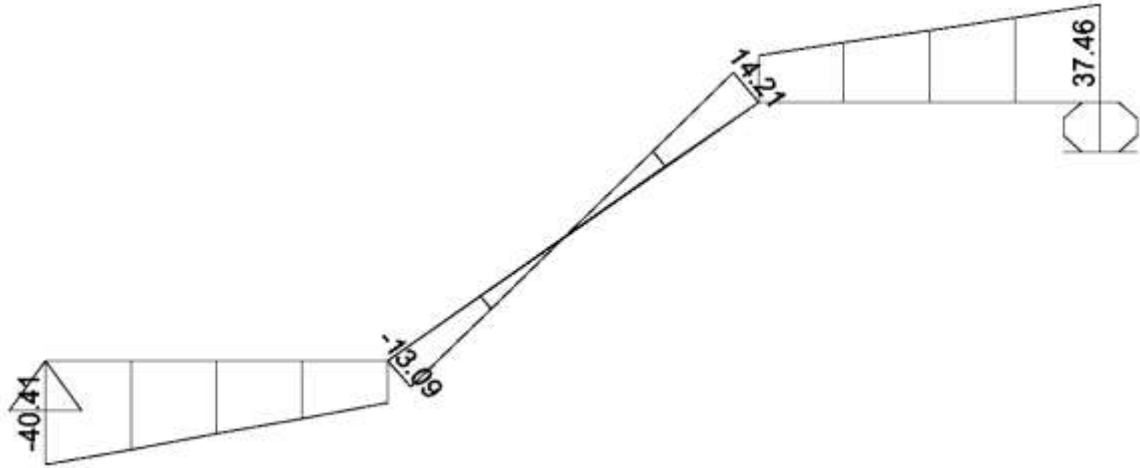
4.4.2. Sơ đồ tính và nội lực.



Hình 4.7 – Sơ đồ tính và tải trọng tác dụng lên dầm chiều nghiêng



Hình 4.8 – Biểu đồ moment dầm chiều nghiêng



Hình 4.9 – Biểu đồ lực cắt dầm chiểu nghiêng

4.4.3. Tính và bố trí cốt thép dầm chiểu nghiêng.

4.4.3.1. Tính và bố trí cốt thép dọc

$$\text{Với } \begin{cases} M_{max} = 39.29kNm \\ b = 200mm \\ h_0 = h - a = 300 - 40 = 260mm \end{cases} ; \begin{cases} R_b = 14500kN / m^2 \\ R_{bt} = 1050kN / m^2 \\ R_s = 365000kN / m^2 \\ R_{sw} = 225000kN / m^2 \end{cases}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{39.29}{0.9 \times 14500 \times 0.2 \times 0.26^2} = 0.22$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.22} = 0.255$$

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.255 \times 0.9 \times 14500 \times 0.2 \times 0.26}{365000} = 4.75cm^2$$

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} \times 100\% = \frac{4.75}{20 \times 26} = 0.91\%$$

Chọn và bố trí 2φ14 + 2φ12 có $A_s = 5.34cm^2$

$$\mu_{chon} = \frac{A_s}{bh_0} \times 100\% = \frac{5.34}{20 \times 26} = 1.03\%$$

Bảng 4.6 – Bảng tính cốt thép dầm chiều nghi

M	b	h	a	h ₀	α _m	ξ	A _s ^{tt}	μ _{tt}	Chọn thép						A _s ^{ch}	μ _{ch}	
							cm ²	%	cm ²						cm ²	%	
39.29	0.2	0.3	0.04	0.26	0.223	0.255	4.75	0.91%	2	φ	16	+	1	φ	14	5.56	1.07%
34.15	0.2	0.3	0.04	0.26	0.194	0.217	4.04	0.78%	2	φ	16	+	1	φ	14	5.56	1.07%
33.23	0.2	0.3	0.04	0.26	0.188	0.210	3.91	0.75%	2	φ	16	+	1	φ	14	5.56	1.07%

4.4.3.2. Tính và bố trí cốt thép đai

Tính toán cốt đai theo mục 6.2.3 TCVN 5574-2012 [2]

*** Kiểm tra khả năng chịu lực cắt của bê tông:**

$$\varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0 = 0.6 \times (1 + 0) \times 1050 \times 0.2 \times 0.26 = 32.76kN < Q = 40.41kN$$

Trong đó:

- $\varphi_n = 0$: hệ số xét đến ảnh hưởng của lực dọc N trong dầm.
- $\varphi_{b3} = 0.6$ đối với bê tông nặng.

⇒ Cần tính cốt đai cho dầm.

*** Tính cốt đai bố trí chịu lực cắt:**

Xác định bước đai tính toán

$$s_{tt} = R_{sw}n\pi d_{sw}^2 \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_n)\gamma_b R_{bt}bh_0^2}{Q^2}$$

$$= 225000 \times 2 \times 3.14 \times 0.006^2 \times \frac{2 \times (1 + 0) \times 0.9 \times 1050 \times 0.2 \times 0.26^2}{40.41^2} = 0.8m$$

Trong đó:

- $\varphi_n = 0$: hệ số xét đến ảnh hưởng của lực dọc N trong dầm.
- $\varphi_{b2} = 2$ đối với bê tông nặng.

Xác định bước đai tối đa

$$s_{max} = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)\gamma_b R_{bt}bh_0^2}{Q} = \frac{1.5 \times (1 + 0) \times 0.9 \times 1050 \times 0.2 \times 0.26^2}{40.41} = 0.47m$$

Trong đó: $\varphi_{b4} = 1.5$: đối với bê tông nặng.

Khoảng cách cấu tạo của cốt đai

Trong đoạn dầm có lực cắt lớn 1/4L: $s_{ct} = \min \begin{cases} \frac{h}{2} \\ 150 \end{cases} = 0.15m$

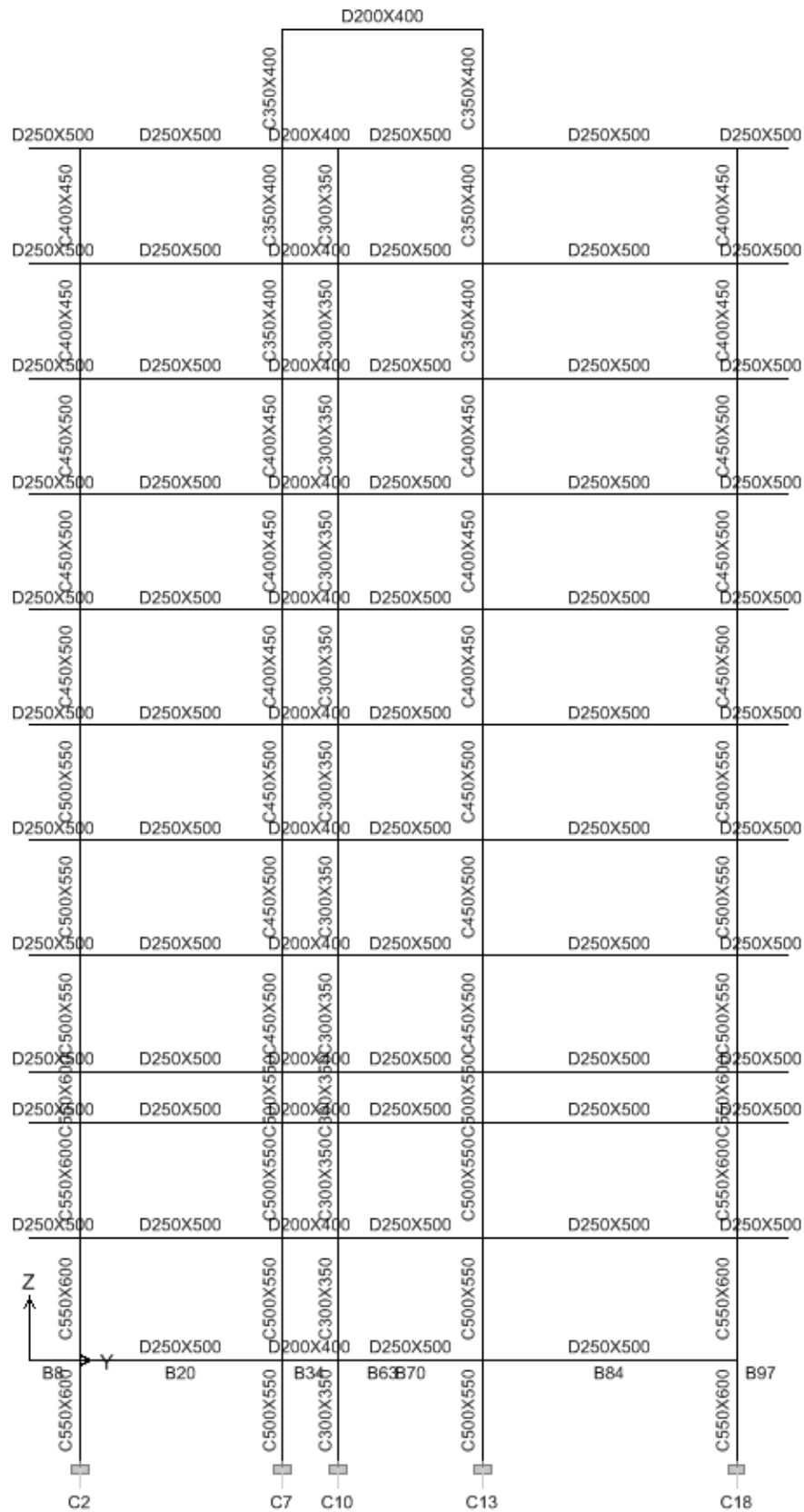
Trong đoạn dầm còn lại $1/2L$: $h \leq 300mm$ nếu tính toán không cần đến cốt đai thì có thể không đặt.

Khoảng cách thiết kế của cốt đai: Chọn $u \leq \min \begin{cases} s_{ct} = 150mm \\ s_u = 800mm \\ s_{max} = 470mm \end{cases} \Rightarrow s = 150mm$

* **Bố trí $\phi 6a150$ trong đoạn $1/4$ đầu dầm.**

* **Bố trí $\phi 6a200$ trong đoạn giữa dầm.**

CHƯƠNG 5: THIẾT KẾ KHUNG TRỤC 2



Hình 5.1 – Sơ đồ tính bản vẽ 3

5.1. MỞ ĐẦU

Chương này sẽ trình bày cách tính toán thiết kế cột và dầm trong khung trục 2.

Để tính toán khung này, sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn bằng việc mô hình không gian công trình bằng phần mềm ETABS để phân tích nội lực của công trình và từ đó lấy nội lực để tính toán.

Trình tự tính toán.

- **Bước 1:** chọn sơ bộ kích thước sàn, dầm, cột.
- **Bước 2:** Tính toán tải trọng gồm có tĩnh tải, hoạt tải, tải trọng gió (gió tĩnh).
- **Bước 3:** Mô hình không gian với phần mềm ETABS gồm:
 - + Lập mô hình.
 - + Gán tải trọng.
 - + Tổ hợp nội lực trực tiếp trong phần mềm ETABS với 49 tổ hợp chính (nêu cụ thể trong phần sau) và 1 tổ hợp bao của 49 tổ hợp đó.
- **Bước 4:** xuất nội lực cần thiết cho cột và dầm của công trình.
- **Bước 5:** Tính toán cho công trình.
 - + Tính toán cho cột: tiến hành lấy nội lực 5 trường hợp (P^{\max} , V_2^{\max} , V_3^{\max} , M_2^{\max} , M_3^{\max}) của 50 tổ hợp cơ bản trên đối với các cột có tiết diện giống nhau ta gộp lại theo tầng và tính toán cụ thể.
 - + Tính toán cho dầm: tiến hành lấy nội lực trường hợp của tổ hợp bao để tính toán cho tất cả các dầm.

5.2. KÍCH THƯỚC SƠ BỘ

5.2.1. Bề dày sàn

Kết cấu sàn được thiết kế trong chương 2, tính toán sàn phẳng bê tông cốt thép, bề dày sàn $h_s=150\text{mm}$.

5.2.2. Tiết diện dầm

Tương tự chương 2 ta có kết quả như sau:

Bảng 5.1 – Tiết diện dầm

STT	Loại dầm	L	h_1	h_2	$h_{\text{chọn}}$	b_1	b_2	$b_{\text{chọn}}$
		m	mm	mm	mm	mm	mm	mm
1	Dầm Chính	5.90	295	738	400	100	200	300
2	Dầm Chính	6.00	300	750	400	100	200	300
3	Dầm Chính	7.50	375	938	500	125	250	300
4	Dầm Chính	8.00	400	1000	700	175	350	300
5	Dầm Chính	8.50	425	1063	700	175	350	300
6	Dầm Phụ	5.90	295	738	400	100	200	200
7	Dầm Phụ	6.00	300	750	400	100	200	200
8	Dầm Phụ	7.50	375	938	400	100	200	200
9	Dầm Phụ	8.00	400	1000	400	100	200	200
10	Dầm Phụ	8.50	425	1063	400	100	200	200
11	Dầm Phụ	2.20	110	275	400	100	200	200
12	Dầm Phụ	3.50	175	438	400	100	200	200

5.2.3. Tiết diện cột

Tương tự chương 2 ta có kết quả như sau:

Bảng 5.2 – Tiết diện cột giữa

STT	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
1	Sân thượng	49.09	13.35	655.42	0.4%	1.1	509	60	x	60	3600
2	Lầu 10	49.09	13.35	1310.83	0.4%	1.1	1018	60	x	60	3600
3	Lầu 9	49.09	13.35	1966.25	0.4%	1.1	1526	60	x	60	3600
4	Lầu 8	49.09	13.35	2621.67	0.4%	1.1	2035	60	x	60	3600
5	Lầu 7	49.09	13.35	3277.08	0.4%	1.1	2544	60	x	60	3600
6	Lầu 6	49.09	13.35	3932.50	0.4%	1.1	3053	60	x	60	3600
7	Lầu 5	49.09	13.35	4587.91	0.4%	1.1	3562	70	x	70	4900
8	Lầu 4	49.09	13.35	5243.33	0.4%	1.1	4070	70	x	70	4900
9	Lầu 3	49.09	13.35	5898.75	0.4%	1.1	4579	70	x	70	4900
10	Lầu 2	49.09	13.35	6554.16	0.4%	1.1	5088	80	x	80	6400
11	Lầu 1	49.09	13.35	7209.58	0.4%	1.1	5597	80	x	80	6400
12	Tầng trệt	49.09	13.35	7865.00	0.4%	1.1	6106	80	x	80	6400

Bảng 5.3 – Tiết diện cột biên

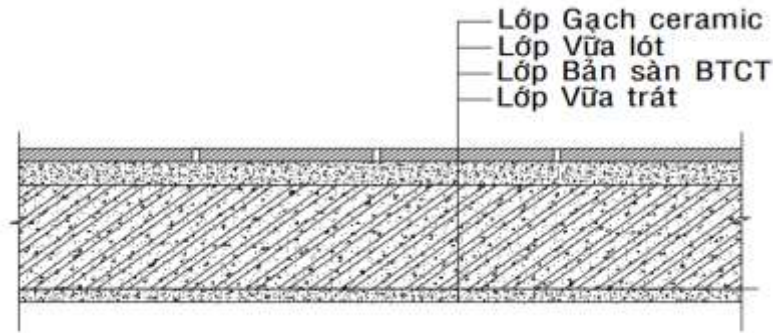
STT	Tầng	$S_{tr.tải}$	q	N	Hàm lượng thép	K	F_{tt}	b	x	h	$F_{chọn}$
		m^2	kN/m^2	kN			cm^2				cm
1	Sân thượng	43.31	13.35	578.31	0.40%	1.2	490	60	x	60	3600
2	Lầu 10	43.31	13.35	1156.62	0.40%	1.2	979	60	x	60	3600
3	Lầu 9	43.31	13.35	1734.93	0.40%	1.2	1469	60	x	60	3600
4	Lầu 8	43.31	13.35	2313.23	0.40%	1.2	1959	60	x	60	3600
5	Lầu 7	43.31	13.35	2891.54	0.40%	1.2	2449	60	x	60	3600
6	Lầu 6	43.31	13.35	3469.85	0.40%	1.2	2938	60	x	60	3600
7	Lầu 5	43.31	13.35	4048.16	0.40%	1.2	3428	70	x	70	4900
8	Lầu 4	43.31	13.35	4626.47	0.40%	1.2	3918	70	x	70	4900
9	Lầu 3	43.31	13.35	5204.78	0.40%	1.2	4408	70	x	70	4900
10	Lầu 2	43.31	13.35	5783.09	0.40%	1.2	4897	80	x	80	6400
11	Lầu 1	43.31	13.35	6361.39	0.40%	1.2	5387	80	x	80	6400
12	Tầng trệt	43.31	13.35	6939.70	0.40%	1.2	5877	80	x	80	6400

5.3. TẢI TRỌNG TÍNH TOÁN

5.3.1. Tĩnh tải

Trọng lượng của bản thân kết cấu được khai báo trong mô hình để phần mềm tự tính.

Trọng lượng các lớp cấu tạo.



Hình 5.2 – Mặt cắt sàn

Bảng 5.4 – Sàn căn hộ + hành lang + kỹ thuật

STT	Lớp cấu tạo	Chiều dày	γ	n	g_{tc}	g_{tt}
		mm	kN/m^3		kN/m^2	kN/m^2
1	Gạch ceramic	10.00	20.00	1.10	0.20	0.22
2	Lớp vữa lót gạch	30.00	18.00	1.30	0.54	0.70
4	Lớp vữa trát trần	15.00	18.00	1.30	0.27	0.35
5	Tải trọng thiết bị			1.10	0.30	0.33
Tổng cộng		55.00			1.31	1.60

Bảng 5.5 – Sàn vệ sinh

STT	Lớp cấu tạo	Chiều dày	γ	n	g_{tc}	g_{tt}
		mm	kN/m^3		kN/m^2	kN/m^2
1	Gạch ceramic	20.00	20.00	1.10	0.40	0.44
2	Lớp vữa lót gạch, chống thấm tạo dốc	30.00	18.00	1.30	0.54	0.70
4	Lớp vữa trát trần	15.00	18.00	1.30	0.27	0.35
5	Tải trọng thiết bị			1.10	0.30	0.33
Tổng tải trọng		65.00			1.51	1.82

Bảng 5.6 – Sân thượng

STT	Lớp cấu tạo	Chiều dày	γ	n	g_{tc}	g_{tt}
		mm	kN/m^3		kN/m^2	kN/m^2
1	Gạch chống nóng	30.00	22.00	1.10	0.66	0.73
2	Lớp vữa lót tạo dốc	30.00	18.00	1.30	0.54	0.70
3	Lớp chống thấm	30.00	22.00	1.20	0.66	0.79
5	Lớp vữa trát trần	15.00	18.00	1.30	0.27	0.35
6	Tải trọng thiết bị			1.10	0.30	0.33
Tổng tải trọng		105.00			2.43	2.90

5.3.1.1. Tải trọng do kết cấu bao che

Đối với tường xây trên dầm: tính tải tính thành lực phân bố đều trên chiều dài dầm.

Bảng 5.7 – Tải trọng tường trên dầm theo m²

STT	Loại tường	Chiều dày	g	q _{tc}	n	q _{tt}
		cm	kN/m ³	kN/m ²		kN/m ²
1	Tường 100 không cửa	10.00	18.00	1.80	1.10	1.98
2	Tường 100 có 1 cửa	10.00	18.00	1.80	1.10	1.98
3	Tường 100 có 2 cửa	10.00	18.00	1.80	1.10	1.98
4	Tường 200 không cửa	20.00	16.50	3.30	1.10	3.63
5	Tường 200 có 1 cửa	20.00	16.50	3.30	1.10	3.63
6	Tường 200 có 2 cửa	20.00	16.50	3.30	1.10	3.63

Bảng 5.8 – Tải trọng tường trên dầm theo m

STT	Loại tường	q _{tt}	H _{tường}	Hệ số cửa	q _{tt}
		kN/m ²	m		kN/m
1	Tường 100 không cửa	1.98	2.60	1.00	5.15
2	Tường 100 có 1 cửa	1.98	2.60	0.90	4.63
3	Tường 100 có 2 cửa	1.98	2.60	0.80	4.12
4	Tường 200 không cửa	3.63	2.60	1.00	9.44
5	Tường 200 có 1 cửa	3.63	2.60	0.90	8.49
6	Tường 200 có 2 cửa	3.63	2.60	0.80	7.55

Đối với tường xây trên sàn: quy về phân bố đều theo chiều dài tường và được gán vào các dầm ảo trên sàn.

5.3.2. Hoạt tải

Theo điều 4.3 TCVN 2737 - 1995: dựa vào công năng các loại ô sàn, ta tra hoạt tải tiêu chuẩn. [4]

Bảng 5.9 – Bảng hoạt tải.

STT	Loại phòng	p _{tc}	n	p _{tt}
		kN/m ²		kN/m ²
1	Căn hộ	1.5	1.1	1.65
3	Hành lang	3	1.2	3.6
4	Kỹ thuật	3	1.2	3.6
5	Mái sân thượng	0.75	1.3	0.975

Bảng 5.10 – Tổng tải trọng tác dụng lên sàn

STT	Sàn	Công năng	Diện tích	Kích thước sàn		Loại sàn	P_{tt}	$g_{tường}$	$g_{sàn}$
			m^2	L1	L2		kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2
1	S1	Căn hộ	51.00	7.5	8.5	Sàn 2 phương	2.04	3.32	4.920
		Hành Lang	12.75						
2	S2	Căn hộ (vệ sinh)	48.00	7.5	8	Sàn 2 phương	2.04	3.04	4.818
		Hành Lang	12.00						
3	S3	Căn hộ	60.09	7.5	8.5	Sàn 2 phương	1.76	3.28	4.880
		Hành Lang	3.66						
4	S4	Căn hộ	44.53	5.9	8.5	Sàn 2 phương	1.87	2.44	4.047
		Hành Lang	5.63						
5	S5	Hành Lang	3.09	1.63	1.9	Sàn 2 phương	3.60	0	1.603
6	S6	Hành Lang	14.16	2.4	5.9	Sàn 1 phương	3.60	0	1.603
7	S7	Hành Lang	4.88	1.63	3	Sàn 2 phương	3.60	0	1.603
8	S8	Căn hộ	44.53	5.9	8.5	Sàn 2 phương	1.87	1.81	3.408
		Hành Lang	5.63						
9	S9	Căn hộ	51.00	6	8.5	Sàn 2 phương	1.65	2.32	3.924
10	S10	Căn hộ	48.00	6	8	Sàn 2 phương	1.65	2.44	4.048
11	S11	Căn hộ	51.00	6	8.5	Sàn 2 phương	1.65	2.13	3.729
10	S12	Căn hộ (phòng ngủ)	10.28	1.5	8.5	Sàn 1 phương	1.65	0.58	2.226
		Căn hộ (vệ sinh)	2.47						

5.3.3. Tải trọng gió

Tải trọng gió được xác định theo theo TCVN 2737 – 1995 [4]

Tác động của gió lên công trình mang tính chất của tải trọng động và phụ thuộc các thông số sau:

- Thông số về dòng khí: tốc độ, áp lực, nhiệt độ, hướng gió.
- Thông số vật cản: hình dạng, kích thước, độ nhám bề mặt.
- Dao động của công trình

Gió tác động lên công trình gồm 2 thành phần:

- Thành phần tĩnh luôn được kể đến với mọi công trình cao tầng.
- Thành phần động được kể đến với nhà nhiều tầng cao trên 40m.

Công trình với chiều cao tổng cộng kể từ cốt 0.00 là 39.2m bé hơn 40m nên ta bỏ qua yếu tố gió động.

Bảng 5.11 – Đặc điểm công trình

Địa điểm xây dựng	Tp. Hồ Chí Minh
Vùng gió	II.A
Địa hình	C

Giá trị tiêu chuẩn thành phần tĩnh của tải trọng gió W có độ cao z so với mốc chuẩn được xác định theo công thức

$$W = W_0 \times k \times c$$

Giá trị tính toán thành phần tĩnh của tải trọng gió W_t được xác định theo công thức:

$$W_t = n \times W$$

Trong đó:

- k : hệ số tính đến sự thay đổi của áp lực gió theo độ cao, được lấy theo bảng 5 TCVN 2737-1995. [4]
- c : hệ số khí động được lấy theo bảng 6 TCVN 2737-1995 [4]
- Phía đón gió: $c_d = 0.8$
- Phía khuất gió: $c_h = -0.6$
- n : hệ số độ tin cậy của tải trọng gió lấy bằng 1.2.
- W_0 : giá trị áp lực gió tiêu chuẩn. Công trình xây dựng ở Tp. Hồ Chí Minh thuộc vùng II.A, địa hình loại C $\Rightarrow W_0 = 0.83 \text{ kN/m}^2$

Trường hợp đồ án, công trình có lỗ thông tầng và lỗ thang nên để chính xác thì thành phần tĩnh của tải trọng gió tính toán được gán thành tải phân bố đều trên dầm của từng tầng (khi nhập tải trong phần mềm ETABS)

$$W_{i-d} = 0.8 \times W_0 \times k \times n \times H_i$$

$$W_{i-h} = 0.6 \times W_0 \times k \times n \times H_i$$

Trong đó: H_i : chiều cao gió tác dụng và dầm tầng thứ i .

Bảng 5.12 – Bảng tính tải trọng gió

STT	TẦNG	H	Z _j	k _j	W _d	W _h
		m	m		kN/m	kN/m
1	Tầng trệt	3.60	4.10	0.511	1.53	1.15
2	Lầu 1	3.40	7.50	0.606	1.18	0.89
3	Kỹ thuật	1.50	9.00	0.637	1.24	0.93
4	Lầu 2	3.40	12.40	0.697	1.89	1.42
5	Lầu 3	3.40	15.80	0.746	2.02	1.52
6	Lầu 4	3.40	19.20	0.788	2.13	1.60
7	Lầu 5	3.40	22.60	0.825	2.23	1.68
8	Lầu 6	3.40	26.00	0.858	2.32	1.74
9	Lầu 7	3.40	29.40	0.888	2.41	1.80
10	Lầu 8	3.40	32.80	0.915	2.48	1.86
11	Lầu 9	3.40	36.20	0.941	2.06	1.55
12	Sân thượng	2.10	38.30	0.956	1.33	1.00
13	Mái	1.40	39.70	0.966	0.54	0.40
Tổng		39.2			23.38	17.53

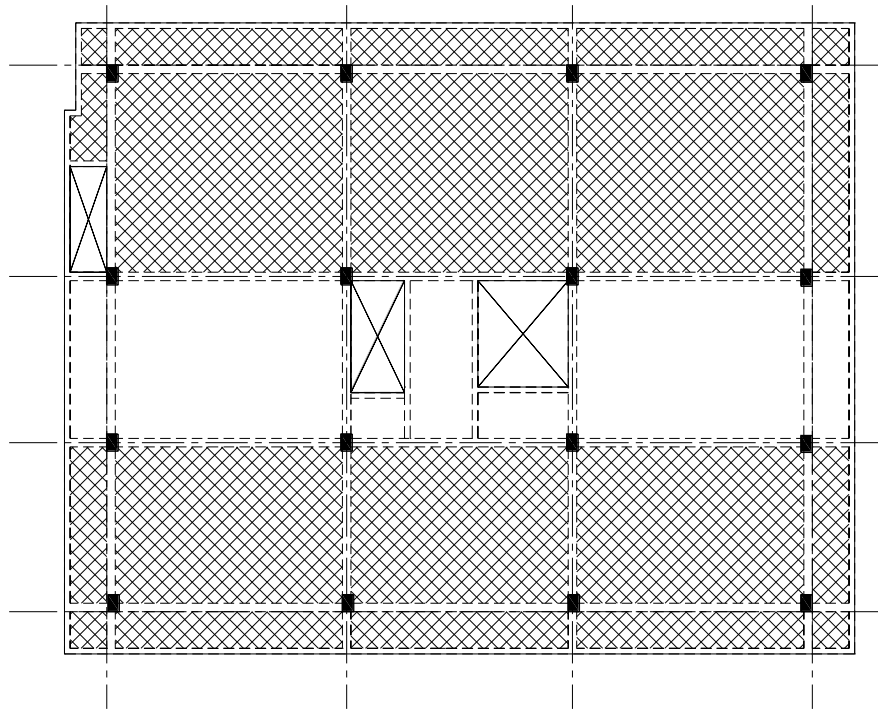
5.3.4. Tổ hợp nội lực

5.3.4.1. Các trường hợp tải trọng

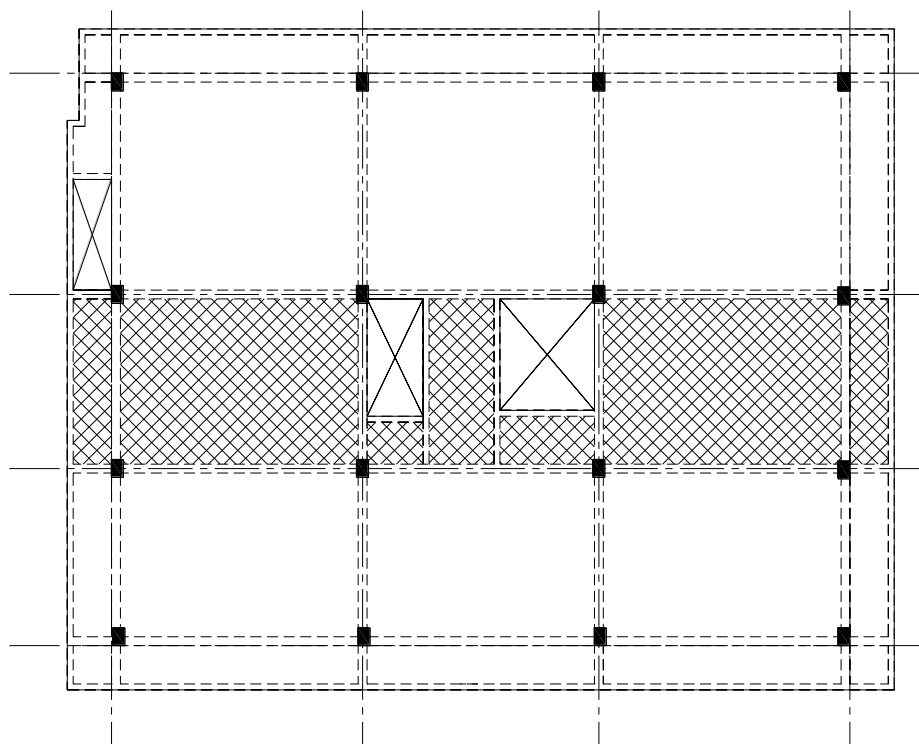
Một số trường hợp tải được khai báo trong phần mềm ETABS để phân mềm tổ hợp nội lực tự động theo TCVN 2737-1995 như sau: [4]

Bảng 5.13 – Các trường hợp tải trọng.

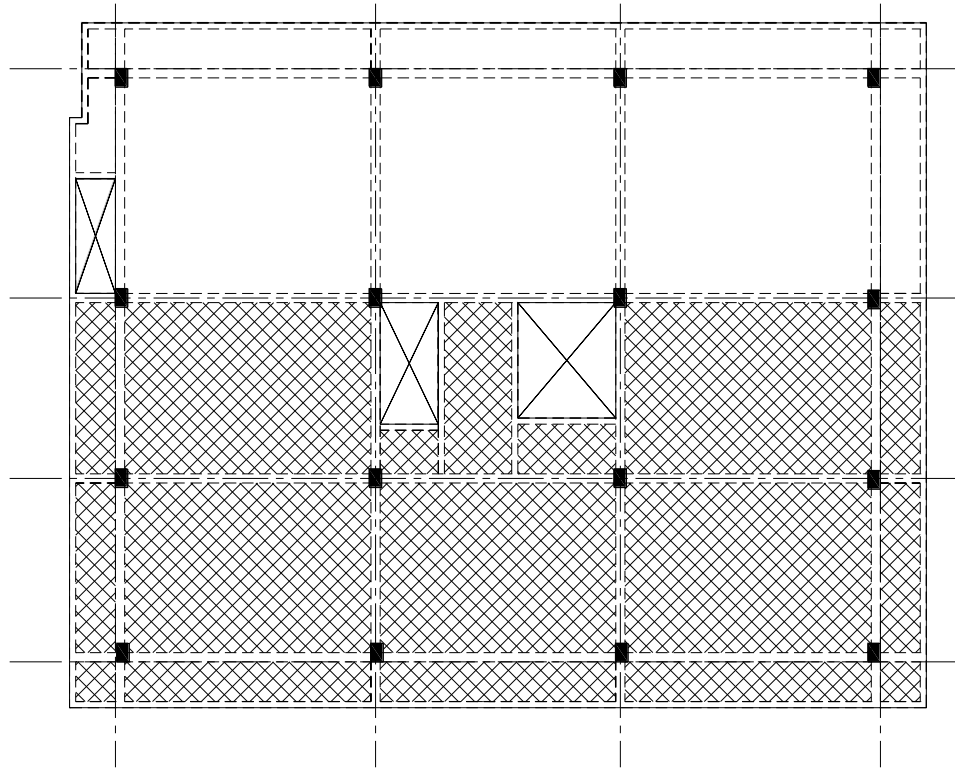
STT	Ký hiệu	Loại	Thành phần	Ý nghĩa
1	TT	DEAD	TLBT, HOANTHIEN, TUONG	Tĩnh tải
2	HT1	LIVE	-	Hoạt tải chất đầy
3	HT2	LIVE	-	Hoạt tải cách tầng cách nhịp phương Y
4	HT3	LIVE	-	Hoạt tải cách tầng cách nhịp phương Y
5	HT4	LIVE	-	Hoạt tải cách tầng cách nhịp phương X
6	HT5	LIVE	-	Hoạt tải cách tầng cách nhịp phương X
7	HT6	LIVE	-	Hoạt tải cách tầng liên nhịp phương Y
7	HT6	LIVE	-	Hoạt tải cách tầng liên nhịp phương Y
8	HT7	LIVE	-	Hoạt tải cách tầng liên nhịp phương Y
9	HT8	LIVE	-	Hoạt tải cách tầng liên nhịp phương X
10	HT9	LIVE	-	Hoạt tải cách tầng liên nhịp phương X
11	GX	WIND	-	Gió tĩnh theo phương X
12	GXX	WIND	-	Gió tĩnh theo phương X
13	GY	WIND	-	Gió tĩnh theo phương Y
14	GYX	WIND	-	Gió tĩnh theo phương Y



Hình 5.3 – Hoạt tải cách tầng cách nhịp tầng chẵn phương Y(X)



Hình 5.4 – Hoạt tải cách tầng cách nhịp tầng lẻ phương Y(X)



Hình 5.5 – Hoạt tải cách tầng liền nhịp tầng chẵn phương Y(X)

5.3.4.2. Phân loại tổ hợp tải trọng

* Theo TCVN 2737-1995, tải trọng được phân loại như sau: [4]

Tải trọng thường xuyên (TT): tải trọng tác dụng không biến đổi trong quá trình xây dựng và sử dụng công trình, gồm có trọng lượng bản thân kết cấu, trọng lượng các lớp cấu tạo sàn, tường ngăn cố định,...

Tải trọng tạm thời dài hạn và tải trọng tạm thời ngắn hạn: ta sẽ gộp 2 loại tải trọng này thành 1 loại chung là tải trọng tạm thời (HT), tải trọng gió (GX, GY),...

Tải trọng đặc biệt: gồm có tải trọng động đất, tải trọng do nổ,...

* **Tổ hợp tải trọng**

Tổ hợp cơ bản 1: 1 Tĩnh Tải + 1 Hoạt Tải

Tổ hợp cơ bản 2: 1 Tĩnh Tải + 0.9(Hoạt tải 1 + Hoạt tải 2 + ...)

Bảng 5.14 – Bảng tổ hợp tải trọng

STT	TÊN TỔ HỢP	CẤU TRÚC TỔ HỢP
1	COMB1	TT + HT1
2	COMB2	TT + HT2
3	COMB3	TT + HT3
4	COMB4	TT + HT4
5	COMB5	TT + HT5
6	COMB6	TT + HT6
7	COMB7	TT + HT7
8	COMB8	TT + HT8
9	COMB9	TT + HT9
10	COMB10	TT + GX
11	COMB11	TT + GXX
12	COMB12	TT + GY
13	COMB13	TT + GYY
14	COMB14	TT + 0.9(GX+HT1)
15	COMB15	TT + 0.9(GX+HT2)
16	COMB16	TT + 0.9(GX+HT3)
17	COMB17	TT + 0.9(GX+HT4)
18	COMB18	TT + 0.9(GX+HT5)
19	COMB19	TT + 0.9(GX+HT6)
20	COMB20	TT + 0.9(GX+HT7)
21	COMB21	TT + 0.9(GX+HT8)
22	COMB22	TT + 0.9(GX+HT9)
23	COMB23	TT + 0.9(GY+HT1)
24	COMB24	TT + 0.9(GY+HT2)
25	COMB25	TT + 0.9(GY+HT3)
26	COMB26	TT + 0.9(GY+HT4)
27	COMB27	TT + 0.9(GY+HT5)
28	COMB28	TT + 0.9(GY+HT6)
29	COMB29	TT + 0.9(GY+HT7)
30	COMB30	TT + 0.9(GY+HT8)
31	COMB31	TT + 0.9(GY+HT9)
32	COMB32	TT + 0.9(GXX+HT1)
33	COMB33	TT + 0.9(GXX+HT2)
34	COMB34	TT + 0.9(GXX+HT3)
35	COMB35	TT + 0.9(GXX+HT4)
36	COMB36	TT + 0.9(GXX+HT5)
37	COMB37	TT + 0.9(GXX+HT6)
38	COMB38	TT + 0.9(GXX+HT7)
39	COMB39	TT + 0.9(GXX+HT8)

STT	TÊN TỔ HỢP	CẤU TRÚC TỔ HỢP
40	COMB40	TT + 0.9(GXX+HT9)
41	COMB41	TT + 0.9(GYY+HT1)
42	COMB42	TT + 0.9(GYY+HT2)
43	COMB43	TT + 0.9(GYY+HT3)
44	COMB44	TT + 0.9(GYY+HT4)
45	COMB45	TT + 0.9(GYY+HT5)
46	COMB46	TT + 0.9(GYY+HT6)
47	COMB47	TT + 0.9(GYY+HT7)
48	COMB48	TT + 0.9(GYY+HT8)
49	COMB49	TT + 0.9(GYY+HT9)
50	COMB50	ENVE(COMB1, COMB2, ..., COMB79)

5.4. MÔ HÌNH ETABS

5.4.1. Mô hình

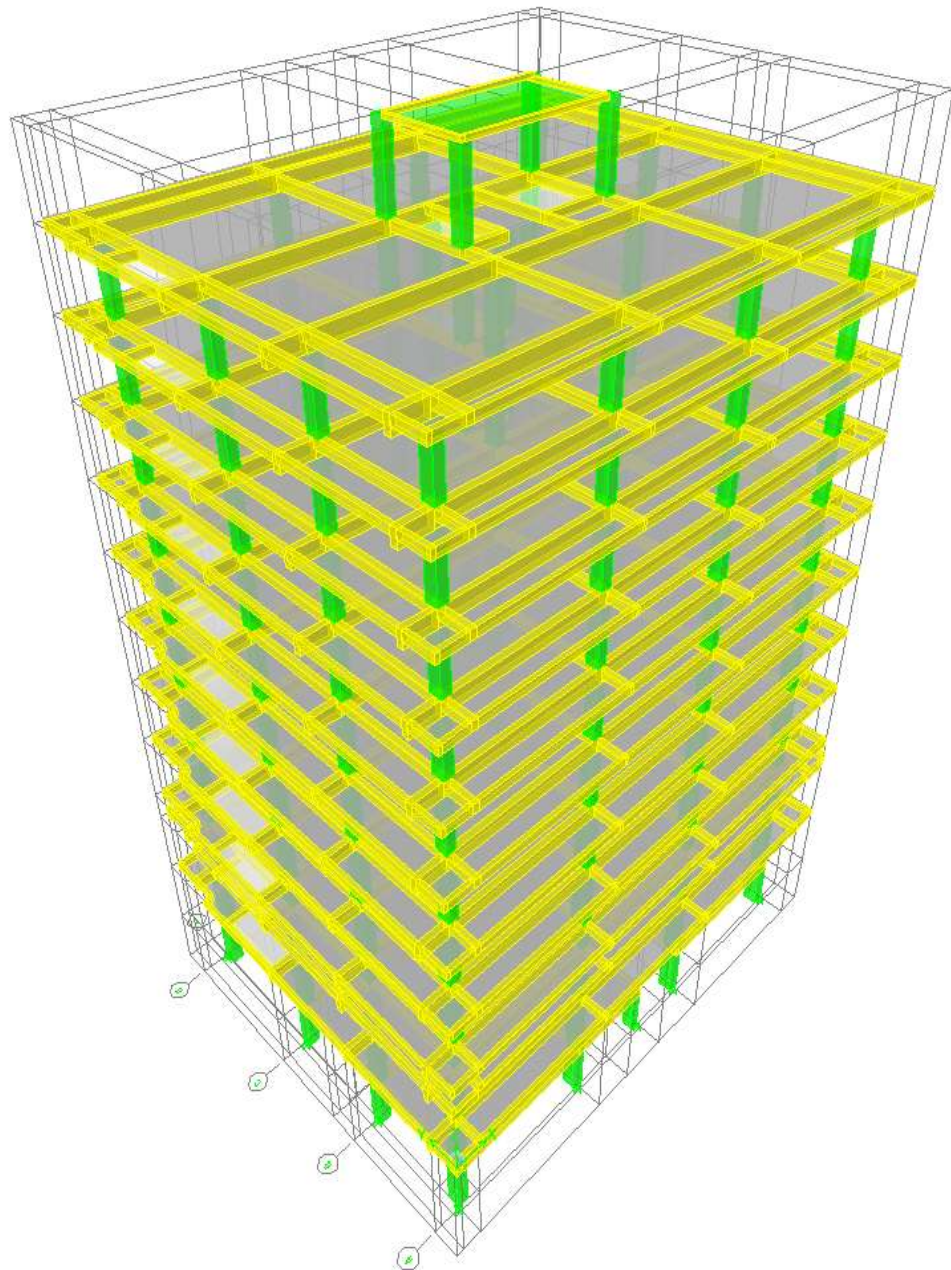
5.4.1.1. Mô hình không gian

Sàn tuyệt đối cứng trong mặt phẳng của nó.

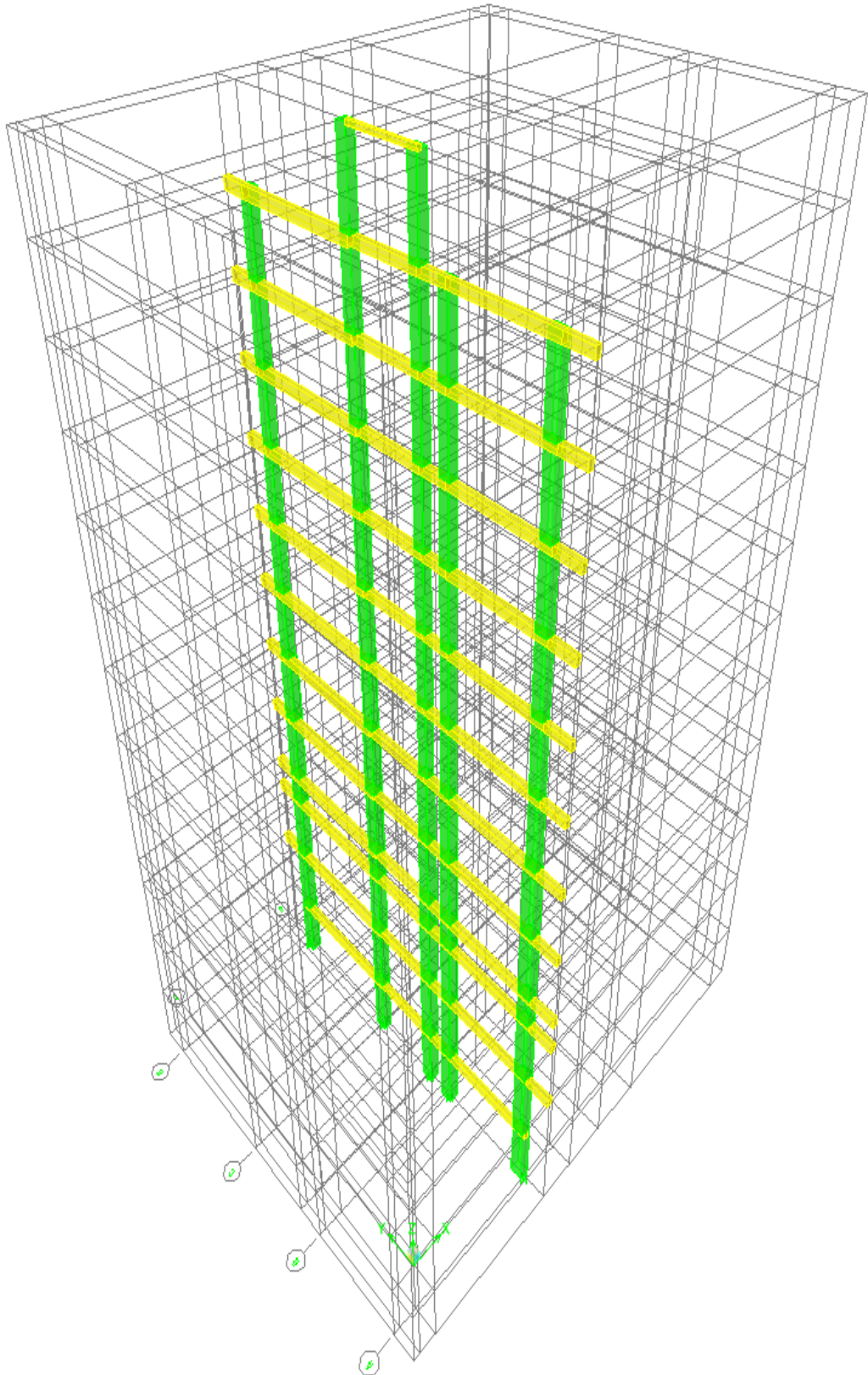
Các cột được ngầm ở vị trí chân cột, mặt ngầm được xác định tại mặt móng công trình.

Các nút giao nhau giữa cột và sàn là liên kết cứng.

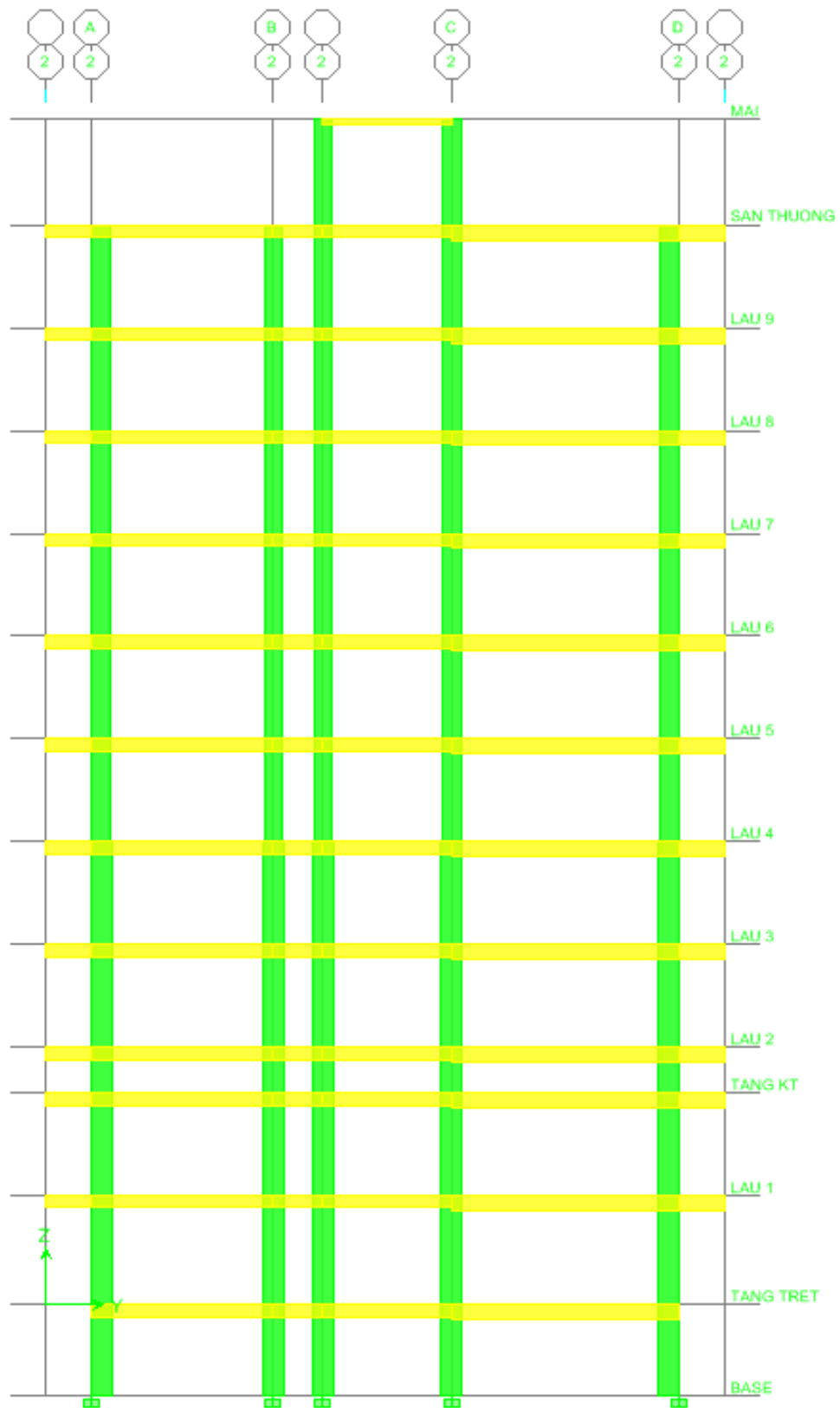
Sơ đồ tính là trục của dầm và cột.



Hình 5.6 – Mô hình khung không gian



Hình 5.7 – Khung trục 2 (Khung yêu cầu tính toán)



Hình 5.8 – Khung trục 2 (khung yêu cầu tính toán)

5.4.2. Đánh giá kết quả mô hình trên Etabs

5.4.2.1. Kiểm tra chuyển vị đỉnh công trình

Point Object	46	Story Level	MÁI
	X	Y	Z
Trans	0.013923	0.000428	-0.005140
Rotn	-0.000241	0.000405	0.000099

Hình 5.9 – Kết quả chuyển vị xuất từ mô hình

Công trình có dạng kết cấu khung vách, theo TCVN 1987-1997 chuyển vị ngang tương đối lớn cho phép của công trình là $\left[\frac{f}{H} \right] = \frac{1}{750} = 0.0013$ với f là chuyển vị ngang tại đỉnh nhà, H là chiều cao từ đỉnh kết cấu so với mặt ngàm.

Chuyển vị tại đỉnh công trình lấy từ chuyển vị các điểm trên tầng mái trong COMBO10 là: $f_x = 0.014$ và $f_y = 0.0004$

Chiều cao từ đỉnh kết cấu đến mặt ngàm là 42.2m

$$\Rightarrow \begin{cases} \frac{f_x}{H} = \frac{0.014}{42.2} = 0.0003 < \left[\frac{f}{H} \right] = \frac{1}{750} \\ \frac{f_y}{H} = \frac{0.0004}{42.2} = 0.0000094 < \left[\frac{f}{H} \right] = \frac{1}{750} \end{cases}$$

Vậy chuyển vị ngang tương đối của công trình thỏa điều kiện cho phép.

5.5. TÍNH CỐT THÉP CỘT KHUNG TRỤC 2

Hiện nay tiêu chuẩn Việt Nam chưa có hướng dẫn cụ thể tính toán cột chịu nén lệch tâm xiên. Khi thiết kế thường sử dụng 1 trong 3 phương pháp sau:

- Thứ nhất là tính riêng cho từng trường hợp lệch tâm phẳng và bố trí thép cho mỗi phương.
- Thứ 2 là phương pháp tính gần đúng quy đổi từ bài toán lệch tâm xiên thành bài toán lệch tâm phẳng tương đương và bố trí thép đều theo chu vi cột.
- Thứ 3 là phương pháp biểu đồ tương tác trong không gian.

Trong 3 phương pháp trên thì 2 phương pháp đầu là phương pháp tính gần đúng. Còn phương pháp thứ 3 là phương pháp phản ánh đúng thực tế khả năng chịu lực của cấu kiện. Tuy nhiên trong thực hành tính toán thì biểu đồ tương tác chỉ được áp dụng

trong bài toán kiểm tra vì khối lượng tính toán là khá lớn và tốn nhiều thời gian nên phương pháp 1 và 2 được sử dụng rộng rãi hơn.

Trong đồ án, sinh viên chọn phương án 2 để tính toán cốt thép dọc trong cột. Cơ sở lý thuyết dựa vào sách “**Tính toán tiết diện cột bê tông cốt thép**” GS. NGUYỄN ĐÌNH CÔNG. [6]

5.5.1. Cơ sở lý thuyết

5.5.1.1. Xác định ảnh hưởng của lệch tâm ngẫu nhiên và uốn dọc

Do ảnh hưởng uốn dọc và độ lệch tâm ngẫu nhiên, momen tính toán cho cột được tăng thành:

$$M_x^* = \eta_x e_{0x} N$$

Trong đó:

e_{0x} : độ lệch tâm tính toán có xét đến độ lệch tâm ngẫu nhiên

$$e_{0x} = \max\left(20; \frac{l}{600}; \frac{H}{30}; \frac{M_x}{N}\right)$$

η_x : hệ số kê đến uốn dọc, theo 6.1.2.5 [2]:

$$\eta_x = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}^x}}$$

Trong đó:

$$N_{cr}^x = \frac{C_b E_b}{l_0^2} \left[\frac{J_x}{\varphi_1} \left(\frac{0.11}{0.1 + \frac{\delta_e^x}{\varphi_p}} + 0.1 \right) + \alpha_s J_s^x \right] \text{ là lực tới hạn về ổn định cho cấu kiện (theo}$$

mục 6.2.2.15 TCVN 5574 - 2012). [2]

Trong đó:

- Lấy $C_b = 6.4$: bê tông nặng
- E_b : mô đun đàn hồi của bê tông
- $\varphi_1 = 1 + \frac{M_1}{M}$: hệ số kê đến tác dụng dài hạn của tải trọng
- $l_0 = \mu l$: chiều dài tính toán của cột

$$- \delta_e^x = \text{Max} \left(\frac{e_0^x}{H}; 0.5 - 0.01 \frac{l_0}{H} - 0.01 R_b \right)$$

- $\varphi_p = 1$: cốt thép không ứng lực trước

$$- \alpha_s = \frac{E_s}{E_b}$$

$$- J_s^x = \sum \left(\frac{\pi}{64} \phi_i^4 + a_i y_i \right) = \mu_t b h_0 (0.5h - a)^2 : \text{momen quán tính của diện tích cốt thép}$$

lấy đối với trục x.

Tương tự cho M_y^*

Công thức tính N_{cr} theo TCXDVN 5574 – 2012 khá phức tạp do xét ảnh hưởng của nhiều hệ số. Có thể sử dụng công thức gần đúng của Giáo Sư NGUYỄN ĐÌNH CÔNG như sau:

$$N_{cr} = \frac{2,5E_b I}{l_0^2} \quad [6]$$

5.5.1.2. Thiết kế thép dọc cột

Tính theo phương pháp gần đúng được trình bày trong tiêu chuẩn nước Anh BS8110 và của Mỹ ACI 318.

Xét tiết diện cạnh C_x, C_y điều kiện áp dụng phương pháp này là: $0.5 \leq \frac{C_x}{C_y} \leq 2$

Tiết diện chịu lực nén N momen uốn M_x, M_y , độ lệch tâm ngẫu nhiên sau khi xét ảnh hưởng của uốn dọc 2 phương momen tính toán tăng lên M_{x1}, M_{y1} .

$$M_{x1} = \eta_x M_x; M_{y1} = \eta_y M_y$$

Tính momen dương (qui đổi nén lệch tâm xiên thành lệch tâm phẳng)

$$M = M_1 + m_0 M_2 \frac{h}{b}$$

Trong đó

$$- \text{Khi } x_1 < h_0 \text{ thì } m_0 = 1 - \frac{0.6x_1}{h_0}$$

$$- \text{Khi } x_1 > h_0 \text{ thì } m_0 = 0.4$$

Độ lệch tâm $e_1 = \frac{M}{N}$ với kết cấu siêu tĩnh $e_o = e_1 + e_a \Rightarrow e = e_o + \frac{h}{2} - a$

Độ mảnh $\lambda_x = \frac{l_{ox}}{i_x}; \lambda_y = \frac{l_{oy}}{i_y}; \lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y)$. dựa vào e_o và x_1 xét các trường hợp sau:

Trường hợp 1. Nén lệch tâm bé $\varepsilon = \frac{e_o}{h_o} \leq 0.03$ tính toán gần như nén đúng tâm

Tính các hệ số

$$\text{- Hệ số độ lệch tâm } \gamma_e = \frac{1}{(0,5 - \varepsilon)(2 + \varepsilon)}$$

$$\text{- Hệ số uốn dọc phụ khi xét thêm nén đúng tâm: } \varphi_e = \varphi + \frac{(1 - \varphi)\varepsilon}{0,3}$$

Cốt thép đặt theo chu vi (mật độ thép trên cạnh b có thể lớn hơn), diện tích toàn bộ

$$\text{cốt thép tính như sau: } A_{st} = \frac{\frac{\gamma_e N}{R_{sc}} - R_b b h}{R_{sc} - R_b}$$

Trường hợp 2. ($\varepsilon = \frac{e_o}{h_o} > 0,03$) và ($x_1 > \xi_R h_o$). Tính theo trường hợp nén lệch tâm

bé.

Xác định chiều cao vùng nén x theo công thức sau:

$$x = \left(\xi_R + \frac{1 - \xi_R}{1 + 50\varepsilon_o^2} \right) h_o \quad \text{Với } \varepsilon_o = \frac{e_o}{h_o}$$

$$\text{Diện tích toàn bộ cốt thép được tính như sau: } A_{st} = \frac{Ne - R_b b x \left(h_o - \frac{x}{2} \right)}{k R_{sc} Z} \quad \text{với } k = 0.4.$$

Trường hợp 3. ($\varepsilon = \frac{e_o}{h_o} > 0.03$) và ($x_1 \leq \xi_R h_o$). Tính toán theo trường hợp nén lệch

$$\text{tâm lớn. Tính } A_{st} \text{ như sau: } A_{st} = \frac{N(e + 0,5x_1 - h_o)}{k R_{sc} Z} \quad \text{với } k = 0.4$$

5.5.1.3. Bố trí cốt thép cột

Cốt thép được đặt theo chu vi, trong đó cốt thép đặt theo cạnh b có mật độ lớn hơn hoặc bằng mật độ theo cạnh h.

Sau khi đã tính được cốt thép theo phương pháp gần đúng như trên, tiến hành đánh giá tính hợp lý của lượng thép tính được bằng kiểm tra hàm lượng cốt thép hợp lý. Theo Bảng 37 TCVN 5574-2012, hàm lượng thép tối thiểu trong cấu kiện BTCT được quy định như sau [2]

Bảng 37 – Diện tích tiết diện tối thiểu của cốt thép dọc trong cấu kiện bê tông cốt thép, phần trăm diện tích tiết diện bê tông

Điều kiện làm việc của cốt thép	Diện tích tiết diện tối thiểu của cốt thép dọc trong cấu kiện bê tông cốt thép, phần trăm diện tích tiết diện bê tông
1. Cốt thép S trong cấu kiện chịu uốn, kéo lệch tâm khi lực dọc nằm ngoài giới hạn chiều cao làm việc của tiết diện	0.05
2. Cốt thép S , S' trong cấu kiện kéo lệch tâm khi lực dọc nằm giữa các cốt S và S'	0.06
3. Cốt S , S' trong cấu kiện chịu nén lệch tâm khi:	
$l_0 / i < 17$	0.05
$17 \leq l_0 / i \leq 35$	0.10
$35 < l_0 / i \leq 83$	0.20
$l_0 / i > 83$	0.25
<p><i>Chú thích:</i> diện tích tiết diện cốt thép tối thiểu cho trong bảng này là đối với diện tích tiết diện bê tông được tính bằng cách nhân chiều rộng tiết diện chữ nhật hoặc chiều rộng của bụng tiết diện chữ T (chữ I) với chiều cao làm việc của tiết diện h_0. Trong các cấu kiện có cốt thép dọc đặt đều theo chu vi tiết diện cũng như trong các cấu kiện chịu kéo đúng tâm giá trị cốt thép tối thiểu cho ở trên là đối với diện tích toàn bộ tiết diện bê tông.</p>	

Trong các cấu kiện có cốt thép dọc bố trí đều theo chu vi tiết diện cũng như đối với tiết diện chịu kéo đúng tâm, diện tích tiết diện cốt thép tối thiểu của toàn bộ cốt thép dọc cần lấy gấp đôi các giá trị cho trong Bảng 37. $\Rightarrow \mu = (2 \times 0.05 \div 6)\%$

5.5.2. Số liệu tính toán

5.5.2.1. Tiêu chuẩn thiết kế

TCVN 5574 – 2012 Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép – Tiêu chuẩn thiết kế.

5.5.2.2. Vật liệu xây dựng

Bê tông cấp độ bền B25: $R_b = 14.5 \text{ MPa}$, $R_{bt} = 1.05 \text{ MPa}$

Thép AII ($\phi \geq 10$): $R_s = 280 \text{ MPa}$, $R_{sc} = 280 \text{ MPa}$

Thép AI ($\phi \leq 8$): $R_s = 225 \text{ MPa}$, $R_{sc} = 225 \text{ MPa}$, $R_{sw} = 175 \text{ MPa}$

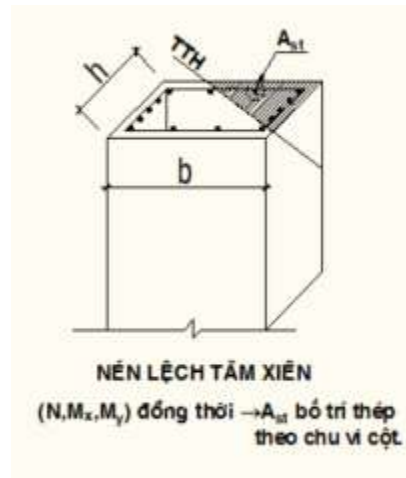
5.5.2.3. Chọn kích thước tiết diện cột khung trục 2

Bảng 5.15 – Tiết diện cột

Tiết diện cột giữa					
STT	Tầng	b	x	h	$F_{\text{chọn}}$
		cm			cm^2
1	Sân thượng	35	x	40	1400
2	Lầu 10	35	x	40	1400
3	Lầu 9	35	x	40	1400
4	Lầu 8	40	x	45	1800
5	Lầu 7	40	x	45	1800
6	Lầu 6	40	x	45	1800
7	Lầu 5	45	x	50	2250
8	Lầu 4	45	x	50	2250
9	Lầu 3	45	x	50	2250
10	Lầu 2	50	x	55	2750
11	Lầu 1	50	x	55	2750
12	Tầng trệt	50	x	55	2750
Tiết diện cột biên					
STT	Tầng	b	x	h	$F_{\text{chọn}}$
		cm			cm^2
1	Sân thượng	40	x	45	1800
2	Lầu 10	40	x	45	1800
3	Lầu 9	40	x	45	1800
4	Lầu 8	45	x	50	2250
5	Lầu 7	45	x	50	2250
6	Lầu 6	45	x	50	2250
7	Lầu 5	50	x	55	2750
8	Lầu 4	50	x	55	2750
9	Lầu 3	50	x	55	2750
10	Lầu 2	55	x	60	3300
11	Lầu 1	55	x	60	3300
12	Tầng trệt	55	x	60	3300

5.5.3. Kết quả tính toán

5.5.3.1. Tính toán cột cụ thể (C7 tầng sân thượng)



Để tiện cho việc sử dụng bảng Excel, sinh viên tính toán cụ thể một cho một trường hợp nội lực cho cột C1 tầng Sân thượng (tính đại diện cho một cột).

Kích thước tiết diện cột C1 sân thượng $b \times h = 400 \times 450 \text{ mm}$

Chọn 3 tổ hợp gây nguy hiểm cho cột (xét giá trị độ lớn):

$$(N_{\max}, M_{xtu}, M_{ytu}; M_{x\max}, M_{ytu}, N_{tu}; M_{y\max}, M_{xtu}, N_{tu})$$

Bảng 5.16 – Bảng giá trị nội lực

Tên cột	Tầng	Load	N	M _y	M _x
C7	Sân thượng	COMBO39	494.88	22.26	122.65
C7	Sân thượng	COMB20	367.71	75.14	111.82
C7	Sân thượng	COMB32	461.70	43.90	138.44

Chọn tổ hợp $M_{x\max}$ để tính thép dọc cho cột. (COMB 32)

- Bước 1: Kiểm tra điều kiện áp dụng $0.5 \leq \frac{450}{400} = 1.125 \leq 2$

- Bước 2: Tính toán ảnh hưởng của uốn dọc theo 2 phương

+ Chiều dài tính toán: $\begin{cases} l_{0x} = \psi_x \times l = 0.7 \times 3.4 = 2.38m \\ l_{0y} = \psi_y \times l = 0.7 \times 3.4 = 2.38m \end{cases}$

+ Độ lệch tâm ngẫu nhiên

$$e_{ax} = \max \left\{ \begin{matrix} l_{0x} / 600 \\ C_x / 30 \end{matrix} \right\} = \max \left\{ \begin{matrix} 2380 / 600 \\ 450 / 30 \end{matrix} \right\} = \max \left\{ \begin{matrix} 3.97 \\ 15 \end{matrix} \right\} = 15mm$$

$$e_{ay} = \max \left\{ \begin{matrix} l_{0y} / 600 \\ C_y / 30 \end{matrix} \right\} = \max \left\{ \begin{matrix} 2380 / 600 \\ 400 / 30 \end{matrix} \right\} = \max \left\{ \begin{matrix} 3.97 \\ 13.33 \end{matrix} \right\} = 13.33mm$$

+ Độ lệch tâm tĩnh học:

$$e_{1x} = \frac{M_x}{N} = \frac{138.44}{461.7} = 300 \text{ mm}$$

$$e_{1y} = \frac{M_y}{N} = \frac{43.9}{461.7} = 95.08 \text{ mm}$$

+ Độ lệch tâm tính toán

$$e_{0x} = \max(e_{ax}; e_{1x}) = \max(15; 300) = 300 \text{ mm}$$

$$e_{0y} = \max(e_{ay}; e_{1y}) = \max(13.33; 95.08) = 95.08 \text{ mm}$$

+ Độ mảnh theo 2 phương

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{0.288 \times C_x} = \frac{2380}{0.288 \times 450} = 18.36$$

$$\lambda_y = \frac{l_{0y}}{0.288 \times C_y} = \frac{2380}{0.288 \times 400} = 20.66$$

+ Tính hệ số ảnh hưởng của uốn dọc

$$\lambda_x = 18.36 < 28 \Rightarrow \eta_x = 1$$

$$\lambda_y = 20.66 < 28 \Rightarrow \eta_y = 1 \quad (\text{bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc})$$

$$M_x^* = N \eta_x e_{0x} = 461700 \times 1 \times 300 = 138.51 \text{ kNm}$$

$$M_y^* = N \eta_y e_{0y} = 461700 \times 1 \times 95.08 = 43.9 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_x^*}{C_x} = \frac{138.51 \times 10^6}{450} = 307.8 \times 10^3$$

$$\frac{M_y^*}{C_y} = \frac{43.9 \times 10^6}{400} = 109.75 \times 10^3$$

+ Ta có trường hợp $\frac{M_x^*}{C_x} > \frac{M_y^*}{C_y} \Rightarrow$ tính theo phương x. $\begin{cases} h = C_x = 450 \text{ mm} \\ b = C_y = 400 \text{ mm} \end{cases}$

$$M_1 = M_x^* = 138.51 \text{ kNm}$$

$$M_2 = M_y^* = 43.9 \text{ kNm}$$

+ Độ lệch tâm ngẫu nhiên $e_a = e_{ax} + 0.2e_{ay} = 15 + 0.2 \times 13.33 = 17.67 \text{ mm}$

+ Giả thiết $a=50\text{mm}$; $h_0=400\text{mm}$

$$x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{461.7 \times 10^3}{0.85 \times 14.5 \times 400} = 93.45 \text{ mm} < h_0 = 400 \text{ mm}$$

$$m_0 = 1 - \frac{0.6 \times x_1}{h_0} = 1 - \frac{0.6 \times 93.45}{400} = 0.86$$

$$M = M_1 + m_0 M_2 \times \frac{h}{b} = 138.51 \times 10^6 + 0.86 \times 43.9 \times 10^6 \times \frac{450}{400} = 181 \text{ kNm}$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{181}{461.7} = 392 \text{ mm}$$

$$e_0 = \max(e_1; e_a) = \max(392; 17.67) = 392 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = \frac{e_0}{h_0} = \frac{392}{400} = 0.98 > 0.3$$

$\xi_R h_0 = 0.61 \times 450 = 274.5 > x_1 \Rightarrow$ Tính theo trường hợp nén lệch tâm lớn.

$$e = e_0 + \frac{h}{2} - a = 392 + \frac{450}{2} - 50 = 567 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{N(e + 0.5x_1 - h_0)}{kR_s Z_a} = \frac{461.7 \times (0.567 + 0.5 \times 0.09345 - 0.4)}{0.4 \times 365 \times 10^3 \times (0.45 - 0.05)} = 16.9 \text{ cm}^2$$

$$\mu_s = \frac{19.3}{40 \times 45} = 1.1\%$$

Vậy chọn dùng $10\phi 16 = 10 \times 201 = 20.1 \text{ cm}^2$

5.5.3.2. Kết quả tính thép cột khung trục 2

Bảng 5.17 – Bố trí thép cột C2

Tầng	Tổ hợp	Vị trí (m)	P (kN)	$M_y=M_{22}$ (kN.m)	$M_x=M_{33}$ (kN.m)	I_{tt} (mm)	$C_y=t_2$ (mm)	$C_x=t_3$ (mm)	A_{st} (cm ²)	μ (%)	Chọn thép			$A_{st}^{chọn}$ (cm ²)	μ (%)
											4	φ	25		
SAN THUONG	COMB20	3.4	-392.61	59.10	48.68	2380	350	400	11.46	0.82	4	φ	25	19.63	1.40%
LAU 9	COMB1	0.0	-1039.08	4.33	1.53	2380	350	400	5.60	0.40	4	φ	25	19.63	1.40%
LAU 8	COMB1	0.0	-1568.01	4.51	-2.99	2380	400	450	7.20	0.40	8	φ	25	39.27	2.18%
LAU 7	COMB2	0.0	-1853.55	1.63	6.55	2380	400	450	7.20	0.40	8	φ	25	39.27	2.18%
LAU 6	COMB30	0.0	-2533.24	60.87	0.80	2380	400	450	20.96	1.16	8	φ	25	39.27	2.18%
LAU 5	COMB14	3.4	-3078.62	67.78	2.76	2380	450	500	20.27	0.90	12	φ	25	58.90	2.62%
LAU 4	COMB14	0.0	-3629.42	-76.28	-5.57	2380	450	500	37.44	1.66	12	φ	25	58.90	2.62%
LAU 3	COMB14	0.0	-4158.21	-80.63	3.51	2380	450	500	53.39	2.37	12	φ	25	58.90	2.62%
LAU 2	COMB30	0.0	-4570.57	141.19	-51.69	1050	500	550	53.23	1.94	20	φ	25	98.17	3.57%
TANG KT	COMB1	0.0	-5330.82	-8.13	-24.13	2380	500	550	69.11	2.51	20	φ	25	98.17	3.57%
LAU 1	COMB14	0.0	-5782.87	-187.53	-93.48	2380	500	550	94.91	3.45	20	φ	25	98.17	3.57%
TANG TRET	COMB14	0.0	-6096.02	-141.12	-38.69	2100	500	550	96.96	3.53	20	φ	25	98.17	3.57%

Bảng 5.18 – Bố trí thép cột C7

Tầng	Tổ hợp	Vị trí (m)	P (kN)	$M_y=M_{22}$ (kN.m)	$M_x=M_{33}$ (kN.m)	I_{tt} (mm)	$C_y=t_2$ (mm)	$C_x=t_3$ (mm)	A_{st} (cm ²)	μ (%)	Chọn thép			$A_{st}^{chọn}$ (cm ²)	μ (%)
											14	φ	16		
MAI	COMB7	0.0	-31.15	-53.25	56.43	2450	350	400	26.48	1.89	14	φ	16	28.15	2.01%
SAN THUONG	COMB20	3.4	-377.74	59.54	-85.21	2380	350	400	19.18	1.37	14	φ	16	28.15	2.01%
LAU 9	COMB37	3.4	-735.32	30.97	-98.90	2380	350	400	9.03	0.65	14	φ	16	28.15	2.01%
LAU 8	COMB32	3.4	-1166.73	34.64	-164.50	2380	400	450	12.75	0.71	16	φ	16	32.17	1.79%
LAU 7	COMB32	0.0	-1490.92	-31.70	158.88	2380	400	450	28.62	1.59	16	φ	16	32.17	1.79%
LAU 6	COMB32	3.4	-1786.48	31.73	-165.67	2380	400	450	28.90	1.61	16	φ	16	32.17	1.79%
LAU 5	COMB32	3.4	-2071.37	40.73	-216.57	2380	450	500	28.51	1.27	16	φ	16	32.17	1.43%
LAU 4	COMB32	0.0	-2361.55	-40.87	203.51	2380	450	500	26.18	1.16	16	φ	16	32.17	1.43%
LAU 3	COMB32	3.4	-2631.78	35.91	-184.31	2380	450	500	26.19	1.16	16	φ	16	32.17	1.43%
LAU 2	COMB32	0.0	-2903.52	-92.22	253.37	1050	500	550	30.42	1.11	20	φ	16	40.21	1.46%
TANG KT	COMB32	0.0	-3193.89	-17.38	225.00	2380	500	550	26.23	0.95	20	φ	16	40.21	1.46%
LAU 1	COMB32	0.0	-3397.81	-113.81	232.08	2380	500	550	37.46	1.36	20	φ	16	40.21	1.46%
TANG TRET	COMB23	3.0	-4085.66	116.63	-68.81	2100	500	550	36.19	1.32	20	φ	16	40.21	1.46%

Bảng 5.19 – Bố trí thép cột C10

Tầng	Tổ hợp	Vị trí	P	$M_y=M_{22}$	$M_x=M_{33}$	l_{tt}	$C_y=t_2$	$C_x=t_3$	A_{st}	μ	Chọn thép			A_{st}	μ
		(m)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ²)	(%)	8	φ	16	(cm ²)	(%)
SAN THUONG	COMB32	3.4	-517.95	70.83	-5.14	2380	300	350	9.56	0.91	8	φ	16	16.08	1.53%
LAU 9	COMB32	3.4	-604.26	56.21	-15.91	2380	300	350	5.80	0.55	8	φ	16	16.08	1.53%
LAU 8	COMB4	0.0	-743.77	-51.05	4.53	2380	300	350	8.75	0.83	8	φ	16	16.08	1.53%
LAU 7	COMB14	3.4	-873.96	59.60	-7.03	2380	300	350	15.64	1.49	8	φ	16	16.08	1.53%
LAU 6	COMB32	3.4	-939.54	50.84	-34.59	2380	300	350	15.85	1.51	8	φ	16	16.08	1.53%
LAU 5	COMB14	3.4	-1077.70	57.36	-5.21	2380	300	350	14.33	1.37	8	φ	16	16.08	1.53%
LAU 4	COMB14	3.4	-1180.43	56.21	-4.89	2380	300	350	15.60	1.49	8	φ	16	16.08	1.53%
LAU 3	COMB14	3.4	-1270.15	50.27	-2.76	2380	300	350	14.97	1.43	8	φ	16	16.08	1.53%
LAU 2	COMB32	0.0	-1400.18	-66.29	47.61	1050	300	350	30.56	2.91	12	φ	16	24.13	2.30%
TANG KT	COMB32	0.0	-1502.92	-25.89	42.14	2380	300	350	17.44	1.66	12	φ	16	24.13	2.30%
LAU 1	COMB32	0.0	-1632.57	-26.03	41.79	2380	300	350	20.93	1.99	12	φ	16	24.13	2.30%
TANG TRET	COMB32	0.0	-1803.75	-10.84	28.25	2100	300	350	21.77	2.07	12	φ	16	24.13	2.30%

Bảng 5.20 – Bố trí thép cột C13

Tầng	Tổ hợp	Vị trí (m)	P (kN)	$M_y=M_{22}$ (kN.m)	$M_x=M_{33}$ (kN.m)	I_{tt} (mm)	$C_y=t_2$ (mm)	$C_x=t_3$ (mm)	A_{st} (cm ²)	μ (%)	Chọn thép			A_{st} (cm ²)	μ (%)
											8	ϕ	25		
MAI	COMB1	0.0	-29.25	-73.08	-64.15	2450	350	400	33.84	2.42	8	ϕ	25	39.27	2.80%
SAN THUONG	COMB1	3.4	-849.60	129.63	140.51	2380	350	400	36.91	2.64	8	ϕ	25	39.27	2.80%
LAU 9	COMB14	3.4	-1177.50	120.05	101.50	2380	350	400	32.47	2.32	8	ϕ	25	39.27	2.80%
LAU 8	COMB14	3.4	-1518.19	179.54	145.13	2380	400	450	40.45	2.25	14	ϕ	25	68.72	3.82%
LAU 7	COMB1	3.4	-1854.09	142.84	128.91	2380	400	450	49.12	2.73	14	ϕ	25	68.72	3.82%
LAU 6	COMB14	3.4	-2218.03	172.74	124.08	2380	400	450	62.29	3.46	14	ϕ	25	68.72	3.82%
LAU 5	COMB14	3.4	-2571.30	233.07	154.49	2380	450	500	67.23	2.99	14	ϕ	25	68.72	3.05%
LAU 4	COMB14	0.0	-2941.86	-222.70	-138.95	2380	450	500	61.05	2.71	14	ϕ	25	68.72	3.05%
LAU 3	COMB14	3.4	-3301.84	204.15	120.41	2380	450	500	58.84	2.62	14	ϕ	25	68.72	3.05%
LAU 2	COMB14	1.5	-3652.16	328.65	192.04	1050	500	550	83.21	3.03	18	ϕ	25	88.36	3.21%
TANG KT	COMB14	0.0	-4020.31	-230.53	-131.16	2380	500	550	57.23	2.08	18	ϕ	25	88.36	3.21%
LAU 1	COMB14	0.0	-4367.85	-244.92	-128.24	2380	500	550	68.33	2.48	18	ϕ	25	88.36	3.21%
TANG TRET	COMB23	0.0	-5349.66	38.96	-41.24	2100	500	550	69.03	2.51	18	ϕ	25	88.36	3.21%

Bảng 5.21 – Bố trí thép cột C18

Tầng	Tổ hợp	Vị trí (m)	P (kN)	$M_y=M_{22}$ (kN.m)	$M_x=M_{33}$ (kN.m)	I_{tt} (mm)	$C_y=t_2$ (mm)	$C_x=t_3$ (mm)	A_{st} (cm ²)	μ (%)	Chọn thép	A_{st} (cm ²)	μ (%)
SAN THUONG	COMB38	3.4	-466.35	52.21	-163.06	2380	400	450	25.56	1.42	4 ϕ 30	28.27	1.57%
LAU 9	COMB33	3.4	-1004.02	3.45	-92.65	2380	400	450	7.20	0.40	4 ϕ 30	28.27	1.57%
LAU 8	COMB32	3.4	-1822.34	0.10	-126.41	2380	450	500	9.00	0.40	8 ϕ 30	56.55	2.51%
LAU 7	COMB32	3.4	-2458.74	-1.15	-116.97	2380	450	500	8.64	0.38	8 ϕ 30	56.55	2.51%
LAU 6	COMB32	3.4	-3100.02	1.97	-124.42	2380	450	500	27.62	1.23	8 ϕ 30	56.55	2.51%
LAU 5	COMB32	3.4	-3742.96	0.82	-140.72	2380	500	550	28.25	1.03	10 ϕ 30	70.69	2.57%
LAU 4	COMB32	0.0	-4417.87	-5.67	139.84	2380	500	550	47.39	1.72	10 ϕ 30	70.69	2.57%
LAU 3	COMB32	0.0	-5071.71	-2.88	128.46	2380	500	550	64.85	2.36	10 ϕ 30	70.69	2.57%
LAU 2	COMB32	0.0	-5707.10	-8.73	198.22	1050	550	600	69.10	2.09	18 ϕ 30	127.23	3.86%
TANG KT	COMB32	3.4	-6333.88	8.69	-193.29	2380	550	600	86.82	2.63	18 ϕ 30	127.23	3.86%
LAU 1	COMB32	0.0	-7034.74	-18.84	251.97	2380	550	600	113.26	3.43	18 ϕ 30	127.23	3.86%
TANG TRET	COMB32	0.0	-7510.50	-3.15	226.24	2100	550	600	123.62	3.75	18 ϕ 30	127.23	3.86%

5.6. TÍNH CỐT THÉP DẦM KHUNG TRỤC 2

5.6.1. Cơ sở lý thuyết

5.6.1.1. Tính cốt thép dọc

Tính toán dầm theo tiết diện hình chữ nhật chịu uốn

Trình tự tính thép dầm như sau:

- a: là khoảng cách tính từ mép bê tông đến trọng tâm lớp cốt thép chịu lực, nếu đặt thép 1 lớp chọn a = 4cm, đặt thép 2 lớp chọn a = 7cm

- Tính $h_0 = h - a$

- Tính $\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} \leq \alpha_R$

- $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha}$

- Tính diện tích thép theo công thức: $A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s}$

- Khi chọn bố trí cốt thép kiểm tra lại hàm lượng cốt thép với

$$\mu_{\min} = 0.1\%; \mu_{\max} = \xi_R \frac{R_b}{R_s} = 0.583 \times \frac{17}{365} = 2.7\%$$

5.6.1.2. Tính thép đai dầm

Căn cứ vào tiêu chuẩn TCVN 5574-2012 mục 6.2.3 thì diện tích thép đai chịu cắt trong dầm được tính toán như sau: [2]

*** Bước 1: Kiểm tra điều kiện bê tông đã đủ khả năng chịu lực cắt**

$Q < \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0$, lúc này chỉ cần đặt cốt thép ngang cấu tạo.

Trong đó:

- φ_n - hệ số xét đến ảnh hưởng của lực dọc N, trong dầm, $\varphi_n = 0$

- $\varphi_{b3} = 0.6$ đối với bê tông nặng.

Kết luận: Nếu $Q > \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0$ thì cần tính cốt ngang (cốt đai, cốt xiên) để thỏa điều kiện cường độ trên tiết diện nghiêng.

*** Bước 2: Tính cốt đai bố trí chịu lực cắt**

Xác định bước đai tính toán:

$$s_{it} = R_{sw} n \pi \phi_{sw}^2 \frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_n) \gamma_b R_{bt} b h_0^2}{Q^2} \text{ với } \varphi_{b2} = 2 \text{ đối với bê tông nặng.}$$

Xác định bước đai tối đa: để tránh trường hợp phá hoại theo tiết diện nghiêng nằm giữa 2 cột đai, khi đó chỉ có bê tông chịu cắt, cần có điều kiện:

$$s_{\max} = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)\gamma_b R_{bt} b h_0^2}{Q} \text{ với } \varphi_{b4} = 1.5 \text{ đối với bê tông nặng.}$$

Khoảng cách cấu tạo của cốt đai:

- Trong đoạn dầm có lực cắt lớn $\frac{1}{4} L$:
 - + Khi $h \leq 450$, thì $s_{ct} = \min(h/2; 150)$
 - + Khi $h > 450$, thì $s_{ct} = \min(h/3; 300)$
- Trong đoạn dầm còn lại $\frac{1}{2} L$:
 - + Khi $h > 300$, thì $s_{ct} = \min(3h/4; 500)$
 - + Khi $h \leq 300$ nếu tính toán không cần đến cốt đai thì có thể không đặt.

Khoảng cách thiết kế của cốt đai:

- Chọn $u \leq \min(s_{ct}; s_{tt}; s_{\max})$ và lấy chẵn đến cm cho dễ thi công.
- Đường kính cốt đai tối thiểu bằng:
 - + Khi chiều cao $h \leq 800$ đường kính đai tối thiểu 6 mm
 - + Khi chiều cao $h > 800$ đường kính đai tối thiểu 8 mm

Bước 3: Kiểm tra các điều kiện không chế khi tính toán chịu lực cắt

Kiểm tra điều kiện đảm bảo bê tông không bị phá hoại theo ứng suất nén chính

$Q \leq 0.3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b b h_0$, trường hợp không thỏa thì cần tăng kích thước tiết diện hoặc cấp độ bền của bê tông.

Trong đó,

$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha_s \mu_w$ nhưng không lớn hơn 1.3

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_b}; \mu_w = \frac{A_{sw}}{bS}$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b$$

Trong đó:

- E_s, E_b – mô đun đàn hồi của cốt thép đai và của bê tông;
- A_{sw} – diện tích tiết diện ngang của một lớp cốt thép đai;
- S – khoảng cách giữa các cốt thép đai theo phương trục dầm;
- β - hệ số phụ thuộc loại bê tông, bê tông nặng $\beta = 0.01$

- R_b – cường độ tính toán về nén của bê tông, đơn vị MPa.

5.6.2. Số liệu tính toán

5.6.2.1. Tiêu chuẩn thiết kế

TCVN 5574 – 2012: Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép – Tiêu chuẩn thiết kế.

5.6.2.2. Vật liệu xây dựng

Bê tông cấp độ bền B25: $R_b = 14.5$ MPa, $R_{bt} = 1.05$ MPa

Thép AIII ($\phi \geq 10$): $R_s = 365$ MPa, $R_{sc} = 365$ Mpa

Thép AI ($\phi \leq 8$): $R_s = 225$ MPa, $R_{sc} = 225$ MPa, $R_{sw} = 175$ MPa

5.6.3. Kết quả tính toán

5.6.3.1. Tính cốt thép dọc dầm khung

Bảng 5.22 – Kết quả tính thép dầm khung

TÊN DẦM	MẶT CÁT	M_{max} (kNm)	h (mm)	a = a' (mm)	γ	A_s (mm ²)	CHỌN THÉP						A_{sch} (mm ²)	μ_{tt} (%)	μ_{ch} (%)	
							2	φ	20	+	2	φ				20
B20 - TRET	Gối	-158.89	500	70	0.86	1173.64	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	1.09	1.17
	Nhịp	71.22	500	50	0.95	456.94	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.41	0.56
	Gối	-168.48	500	70	0.85	1259.03	2	φ	20	+	2	φ	25	1610.07	1.17	1.50
B34 - TRET	Gối	-65.83	400	50	0.90	574.72	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.82	0.90
	Nhịp	54.67	400	50	0.92	467.17	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.67	0.90
	Gối	-42.55	400	50	0.94	355.80	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.51	0.90
B70 - TRET	Gối	-53.40	500	50	0.96	337.86	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.30	0.56
	Nhịp	29.76	500	50	0.98	184.99	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.16	0.56
	Gối	-113.00	500	70	0.91	793.74	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.74	1.17
B84 - TRET	Gối	-210.79	500	70	0.80	1669.32	2	φ	20	+	2	φ	28	1859.82	1.55	1.73
	Nhịp	105.38	500	70	0.91	734.63	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.68	1.17
	Gối	-244.62	500	70	0.76	2051.20	2	φ	20	+	2	φ	32	2236.81	1.91	2.08
B8 - L1	Gối	-1.88	500	50	1.00	11.47	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.01	0.56
	Nhịp		500	50	1.00	0.00	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.00	0.56
	Gối	-93.65	500	50	0.93	612.07	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.54	0.56
B20 - L1	Gối	-192.97	500	70	0.83	1489.11	2	φ	20	+	2	φ	25	1610.07	1.39	1.50
	Nhịp	70.35	500	50	0.95	451.08	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.40	0.56
	Gối	-184.98	500	70	0.83	1411.99	2	φ	20	+	2	φ	25	1610.07	1.31	1.50
B34 - L1	Gối	-68.50	400	50	0.89	601.17	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.86	0.90
	Nhịp	65.41	400	50	0.90	570.53	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.82	0.90
	Gối	-49.65	400	50	0.92	420.41	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.60	0.90
B70 - L1	Gối	-68.99	500	50	0.95	441.88	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.39	0.56
	Nhịp	38.51	500	50	0.97	240.98	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.21	0.56
	Gối	-119.63	500	70	0.90	846.02	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.79	1.17
B84 - L1	Gối	-229.38	500	70	0.78	1871.66	2	φ	20	+	2	φ	28	1859.82	1.74	1.73
	Nhịp	109.76	500	70	0.91	768.47	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.71	1.17
	Gối	-269.84	500	70	0.72	2385.64	3	φ	20	+	2	φ	32	2550.97	2.22	2.37
B97 - L1	Gối	-86.31	500	50	0.94	560.67	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.50	0.56
	Nhịp		500	50	1.00	0.00	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.00	0.56
	Gối	-1.71	500	50	1.00	10.42	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.01	0.56
B8 - L2	Gối	-2.00	500	50	1.00	12.17	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.01	0.56
	Nhịp		500	50	1.00	0.00	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.00	0.56
	Gối	-99.22	500	70	0.92	687.49	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.64	1.17
B20 - L2	Gối	-150.30	500	70	0.87	1099.04	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	1.02	1.17
	Nhịp	59.65	500	50	0.96	379.25	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.34	0.56
	Gối	-160.99	500	70	0.86	1192.16	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	1.11	1.17
B34 - L2	Gối	-32.66	400	50	0.95	268.63	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.38	0.90
	Nhịp	66.13	400	50	0.90	577.62	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.83	0.90
	Gối	-60.76	400	50	0.91	525.21	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.75	0.90
B70 - L2	Gối	-84.32	500	50	0.94	546.83	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.49	0.56
	Nhịp	33.53	500	50	0.98	209.03	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.19	0.56
	Gối	-99.87	500	70	0.92	692.46	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.64	1.17

TÊN DẦM	MẶT CẮT	M _{max} (kNm)	h (mm)	a = a' (mm)	γ	A _s (mm ²)	CHỌN THÉP				A _{sch} (mm ²)	μ _{tt} (%)	μ _{ch} (%)			
							2	φ	20	+				2	φ	28
B84 - L2	Gối	-216.47	500	70	0.80	1729.40	2	φ	20	+	2	φ	28	1859.82	1.61	1.73
	Nhịp	108.03	500	70	0.91	755.08	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.70	1.17
	Gối	-245.67	500	70	0.76	2064.14	2	φ	20	+	2	φ	32	2236.81	1.92	2.08
B97 - L2	Gối	-84.27	500	50	0.94	546.45	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.49	0.56
	Nhịp		500	50	1.00	0.00	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.00	0.56
	Gối	-1.70	500	50	1.00	10.36	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.01	0.56
B8 - L3	Gối	-1.87	500	50	1.00	11.41	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.01	0.56
	Nhịp		500	50	1.00	0.00	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.00	0.56
	Gối	-102.55	500	70	0.92	712.91	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.66	1.17
B20 - L3	Gối	-163.69	500	70	0.86	1216.13	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	1.13	1.17
	Nhịp	64.64	500	50	0.95	412.61	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.37	0.56
	Gối	-158.11	500	70	0.86	1166.77	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	1.09	1.17
B34 - L3	Gối	-31.59	400	50	0.95	259.34	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.37	0.90
	Nhịp	57.44	400	50	0.91	493.40	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.70	0.90
	Gối	-59.55	400	50	0.91	513.56	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.73	0.90
B70 - L3	Gối	-87.25	500	50	0.94	567.22	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.50	0.56
	Nhịp	31.33	500	50	0.98	195.01	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.17	0.56
	Gối	-107.37	500	70	0.91	749.91	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.70	1.17
B84 - L3	Gối	-219.72	500	70	0.79	1764.40	2	φ	20	+	2	φ	28	1859.82	1.64	1.73
	Nhịp	112.89	500	70	0.91	792.84	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.74	1.17
	Gối	-251.62	500	70	0.75	2138.71	2	φ	20	+	2	φ	32	2236.81	1.99	2.08
B97 - L3	Gối	-87.58	500	50	0.94	569.46	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.51	0.56
	Nhịp		500	50	1.00	0.00	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.00	0.56
	Gối	-1.55	500	50	1.00	9.47	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.01	0.56
B8 - L4	Gối	-1.87	500	50	1.00	11.41	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.01	0.56
	Nhịp		500	50	1.00	0.00	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.00	0.56
	Gối	-101.77	500	70	0.92	706.97	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.66	1.17
B20 - L4	Gối	-156.25	500	70	0.87	1150.55	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	1.07	1.17
	Nhịp	64.03	500	50	0.95	408.53	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.36	0.56
	Gối	-157.54	500	70	0.86	1161.80	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	1.08	1.17
B34 - L4	Gối	-20.04	400	50	0.97	161.55	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.23	0.90
	Nhịp	68.04	400	50	0.89	596.58	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.85	0.90
	Gối	-67.74	400	50	0.89	593.64	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.85	0.90
B70 - L4	Gối	-92.84	500	50	0.93	606.36	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.54	0.56
	Nhịp	35.45	500	50	0.98	221.32	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.20	0.56
	Gối	-94.72	500	50	0.93	619.60	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.55	0.56
B84 - L4	Gối	-217.18	500	70	0.80	1737.03	2	φ	20	+	2	φ	28	1859.82	1.62	1.73
	Nhịp	112.09	500	70	0.91	786.62	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.73	1.17
	Gối	-247.72	500	70	0.76	2089.58	2	φ	20	+	2	φ	32	2236.81	1.94	2.08
B97 - L4	Gối	-86.81	500	50	0.94	564.16	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.50	0.56
	Nhịp		500	50	1.00	0.00	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.00	0.56
	Gối	-1.56	500	50	1.00	9.50	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.01	0.56
B8 - L5	Gối	-1.86	500	50	1.00	11.34	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.01	0.56
	Nhịp		500	50	1.00	0.00	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.00	0.56
	Gối	-101.04	500	70	0.92	701.34	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.65	1.17

TÊN DẦM	MẶT CẮT	M_{max} (kNm)	h (mm)	a = a' (mm)	γ	A_s (mm ²)	CHỌN				A_{sch} (mm ²)	μ_{tt} (%)	μ_{ch} (%)			
							THÉP									
B20 - L5	Gối	-148.39	500	70	0.87	1082.74	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	1.01	1.17
	Nhịp	65.11	500	50	0.95	415.73	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.37	0.56
	Gối	-146.47	500	70	0.88	1066.36	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.99	1.17
B34 - L5	Gối	-16.03	400	50	0.98	128.44	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.18	0.90
	Nhịp	56.95	400	50	0.91	488.78	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.70	0.90
	Gối	-66.54	400	50	0.90	581.66	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.83	0.90
B70 - L5	Gối	-88.07	500	50	0.94	572.92	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.51	0.56
	Nhịp	23.16	500	50	0.98	143.32	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.13	0.56
	Gối	-92.14	500	50	0.93	601.47	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.53	0.56
B84 - L5	Gối	-208.03	500	70	0.81	1640.55	2	φ	20	+	2	φ	28	1859.82	1.53	1.73
	Nhịp	113.82	500	70	0.91	800.16	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.74	1.17
	Gối	-240.18	500	70	0.77	1997.45	2	φ	20	+	2	φ	32	2236.81	1.86	2.08
B97 - L5	Gối	-86.22	500	50	0.94	560.05	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.50	0.56
	Nhịp		500	50	1.00	0.00	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.00	0.56
	Gối	-1.55	500	50	1.00	9.42	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.01	0.56
B8 - L6	Gối	-1.73	500	50	1.00	10.55	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.01	0.56
	Nhịp		500	50	1.00	0.00	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.00	0.56
	Gối	-101.87	500	70	0.92	707.71	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.66	1.17
B20 - L6	Gối	-140.53	500	70	0.88	1016.33	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.95	1.17
	Nhịp	67.44	500	50	0.95	431.42	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.38	0.56
	Gối	-132.08	500	70	0.89	946.41	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.88	1.17
B34 - L6	Gối	-5.90	400	50	0.99	46.60	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.07	0.90
	Nhịp	51.79	400	50	0.92	440.20	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.63	0.90
	Gối	-72.95	400	70	0.87	698.72	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	1.06	1.90
B70 - L6	Gối	-88.56	500	50	0.94	576.35	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.51	0.56
	Nhịp	15.09	500	50	0.99	92.81	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.08	0.56
	Gối	-82.37	500	50	0.94	533.30	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.47	0.56
B84 - L6	Gối	-195.41	500	70	0.82	1513.09	2	φ	20	+	2	φ	25	1610.07	1.41	1.50
	Nhịp	117.14	500	70	0.90	826.29	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.77	1.17
	Gối	-233.18	500	70	0.78	1915.07	2	φ	20	+	2	φ	32	2236.81	1.78	2.08
B97 - L6	Gối	-86.93	500	50	0.94	564.94	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.50	0.56
	Nhịp		500	50	1.00	0.00	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.00	0.56
	Gối	-1.39	500	50	1.00	8.50	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.01	0.56
B8 - L7	Gối	-1.73	500	50	1.00	10.55	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.01	0.56
	Nhịp		500	50	1.00	0.00	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.00	0.56
	Gối	-100.61	500	70	0.92	698.12	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.65	1.17
B20 - L7	Gối	-129.14	500	70	0.89	922.42	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.86	1.17
	Nhịp	66.63	500	50	0.95	425.94	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.38	0.56
	Gối	-123.95	500	70	0.90	880.50	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.82	1.17
B34 - L7	Gối	4.85	400	50	0.99	38.25	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.05	0.90
	Nhịp	54.75	400	50	0.92	467.90	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.67	0.90
	Gối	-76.41	400	70	0.86	738.32	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	1.12	1.90

TÊN DẦM	MẶT CẮT	M _{max} (kNm)	h (mm)	a = a' (mm)	γ	A _s (mm ²)	CHỌN THÉP				A _{sch} (mm ²)	μ _{tt} (%)	μ _{ch} (%)			
							2	φ	20	+				0	φ	20
B70 - L7	Gối	-87.16	500	50	0.94	566.53	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.50	0.56
	Nhịp	14.13	500	50	0.99	86.89	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.08	0.56
	Gối	-68.44	500	50	0.95	438.15	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.39	0.56
B84 - L7	Gối	-187.89	500	70	0.83	1439.82	2	φ	20	+	2	φ	25	1610.07	1.34	1.50
	Nhịp	116.48	500	70	0.90	821.06	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.76	1.17
	Gối	-226.30	500	70	0.78	1836.94	2	φ	20	+	2	φ	28	1859.82	1.71	1.73
B97 - L7	Gối	-85.49	500	50	0.94	554.95	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.49	0.56
	Nhịp		500	50	1.00	0.00	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.00	0.56
	Gối	-1.40	500	50	1.00	8.52	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.01	0.56
B8 - L8	Gối	-1.71	500	50	1.00	10.44	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.01	0.56
	Nhịp		500	50	1.00	0.00	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.00	0.56
	Gối	-99.62	500	70	0.92	690.56	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.64	1.17
B20 - L8	Gối	-119.29	500	70	0.90	843.29	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.78	1.17
	Nhịp	67.95	500	50	0.95	434.86	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.39	0.56
	Gối	-110.65	500	70	0.91	775.36	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.72	1.17
B34 - L8	Gối	2.33	400	50	1.00	18.32	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.03	0.90
	Nhịp	35.81	400	50	0.95	296.07	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.42	0.90
	Gối	-70.02	400	50	0.89	616.37	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.88	0.90
B70 - L8	Gối	-76.63	500	50	0.94	493.82	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.44	0.56
	Nhịp	8.23	500	50	0.99	50.37	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.04	0.56
	Gối	-65.30	500	50	0.95	417.03	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.37	0.56
B84 - L8	Gối	-182.46	500	70	0.84	1388.14	2	φ	20	+	2	φ	25	1610.07	1.29	1.50
	Nhịp	119.50	500	70	0.90	844.97	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.79	1.17
	Gối	-216.77	500	70	0.80	1732.61	2	φ	20	+	2	φ	28	1859.82	1.61	1.73
B97 - L8	Gối	-84.72	500	50	0.94	549.58	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.49	0.56
	Nhịp		500	50	1.00	0.00	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.00	0.56
	Gối	-1.38	500	50	1.00	8.42	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.01	0.56
B8 - L9	Gối	-1.60	500	50	1.00	9.72	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.01	0.56
	Nhịp		500	50	1.00	0.00	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.00	0.56
	Gối	-99.29	500	70	0.92	688.02	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.64	1.17
B20 - L9	Gối	-114.92	500	70	0.91	808.76	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.75	1.17
	Nhịp	67.77	500	50	0.95	433.63	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.39	0.56
	Gối	-93.48	500	50	0.93	610.88	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.54	0.56
B34 - L9	Gối	28.57	400	50	0.96	233.41	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.33	0.90
	Nhịp	26.78	400	50	0.96	218.15	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.31	0.90
	Gối	-68.23	400	50	0.89	598.46	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.85	0.90
B70 - L9	Gối	-77.84	500	50	0.94	502.15	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.45	0.56
	Nhịp	9.44	500	50	0.99	57.87	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.05	0.56
	Gối	-64.13	500	50	0.95	409.15	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.36	0.56
B84 - L9	Gối	-175.08	500	70	0.85	1319.34	2	φ	20	+	2	φ	25	1610.07	1.23	1.50
	Nhịp	121.65	500	70	0.90	862.07	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.80	1.17
	Gối	-216.46	500	70	0.80	1729.28	2	φ	20	+	2	φ	28	1859.82	1.61	1.73
B97 - L9	Gối	-84.05	500	50	0.94	544.94	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.48	0.56
	Nhịp		500	50	1.00	0.00	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.00	0.56
	Gối	-1.23	500	50	1.00	7.49	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.01	0.56

TÊN DẦM	MẶT CẮT	M_{max} (kNm)	h (mm)	a = a' (mm)	γ	A_s (mm ²)	CHỌN				A_{sch} (mm ²)	μ_{tt} (%)	μ_{ch} (%)			
							THÉP									
B8 - ST	Gối	0.58	500	50	1.00	3.55	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.00	0.56
	Nhịp	1.28	500	50	1.00	7.78	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.01	0.56
	Gối	-49.17	500	50	0.97	310.14	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.28	0.56
B20 - ST	Gối	-88.55	500	50	0.94	576.25	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.51	0.56
	Nhịp	91.57	500	50	0.93	597.44	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.53	0.56
	Gối	-110.85	500	70	0.91	776.91	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.72	1.17
B34 - ST	Gối	-25.07	400	50	0.96	203.70	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.29	0.90
	Nhịp	1.51	400	50	1.00	11.88	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.02	0.90
	Gối	-42.82	400	50	0.94	358.30	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.51	0.90
B70 - ST	Gối	-51.45	500	50	0.96	325.06	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.29	0.56
	Nhịp	5.78	500	50	1.00	35.34	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.03	0.56
	Gối	-71.94	500	50	0.95	461.85	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.41	0.56
B84 - ST	Gối	-186.75	500	70	0.83	1428.88	2	φ	20	+	2	φ	25	1610.07	1.33	1.50
	Nhịp	143.63	500	70	0.88	1042.29	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.97	1.17
	Gối	-159.80	500	70	0.86	1181.65	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	1.10	1.17
B97 - ST	Gối	-41.48	500	50	0.97	260.14	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.23	0.56
	Nhịp		500	50	1.00	0.00	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.00	0.56
	Gối	0.68	500	50	1.00	4.12	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.00	0.56
B63 - Mai	Gối	-4.97	400	50	0.99	39.21	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.06	0.90
	Nhịp	9.48	400	50	0.99	75.22	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.11	0.90
	Gối	-1.25	400	50	1.00	9.79	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.01	0.90
B8 - KT	Gối	-0.012	500	50	1.00	0.07	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.00	0.56
	Nhịp	0.934	500	50	1.00	5.69	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.01	0.56
	Gối	-48.26	500	50	0.97	304.17	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.27	0.56
B20 - KT	Gối	-131.568	500	70	0.89	942.22	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.88	1.17
	Nhịp	81.349	500	50	0.94	526.26	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.47	0.56
	Gối	-196.195	500	70	0.82	1520.86	2	φ	20	+	2	φ	25	1610.07	1.41	1.50
B34 - KT	Gối	-29.365	400	50	0.96	240.24	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.34	0.90
	Nhịp	71.714	400	70	0.87	684.82	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	1.04	1.90
	Gối	-58.175	400	50	0.91	500.41	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.71	0.90
B70 - KT	Gối	-79.619	500	50	0.94	514.34	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.46	0.56
	Nhịp	70.77	500	50	0.95	453.92	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.40	0.56
	Gối	-95.069	500	50	0.93	622.10	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.55	0.56
B84 - KT	Gối	-236.752	500	70	0.77	1956.74	2	φ	20	+	2	φ	32	2236.81	1.82	2.08
	Nhịp	131.091	500	70	0.89	938.32	2	φ	20	+	2	φ	20	1256.64	0.87	1.17
	Gối	-270.752	500	70	0.72	2398.79	3	φ	20	+	2	φ	32	2550.97	2.23	2.37
B97 - KT	Gối	-29.071	500	50	0.98	180.64	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.16	0.56
	Nhịp	1.162	500	50	1.00	7.08	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.01	0.56
	Gối	0.069	500	50	1.00	0.42	2	φ	20	+	0	φ	20	628.32	0.00	0.56

5.6.3.2. Tính cốt đai dầm khung

Chọn lực cắt lớn nhất tại gối trong tất cả các dầm để tính đại diện, $Q_{\max}=233.99\text{kN}$

Bước 1: Kiểm tra điều kiện bê tông có đủ khả năng chịu lực cắt

$$\varphi_{b3}(1+\varphi_n)R_{bt}bh_0 = 0.6(1+0)\times 1.05\times 10^3\times 0.25\times 0.48 = 75.6\text{kN} < Q_{\max} = 233.99\text{kN}$$

Vậy cần phải tính cốt đai chịu lực cắt

Bước 2: Tính cốt đai bố trí chịu lực cắt

Chọn đai $\Phi = 8\text{mm}$, 2 nhánh đai

Xác định bước đai tính toán

$$s_{tt} = R_{sw} 6\pi\varphi_{sw}^2 \frac{\varphi_{b2}(1+\varphi_n)\gamma_b R_{bt}bh_0^2}{Q^2} = 175\times 2\pi\times 6^2 \frac{2\times 0.9\times 1.05\times 250\times 480^2}{233990^2} = 139.923\text{mm}$$

Xác định bước đai tối đa

Để tránh trường hợp phá hoại theo tiết diện nghiêng nằm giữa 2 cốt đai, khi đó chỉ có bê tông chịu cắt, cần có điều kiện:

$$s_{\max} = \frac{\varphi_{b4}(1+\varphi_n)\gamma_b R_{bt}bh_0^2}{Q} = \frac{1.5\times 0.9\times 1.05\times 250\times 480^2}{233990} = 348.94\text{mm}$$

Khoảng cách cấu tạo của cốt đai

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

$$\text{Khi } h = 500\text{mm} > 450\text{mm}, \text{ thì } s_{ct} = \min(h/3; 300) = \min(500/3; 300) = 166\text{mm}$$

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

$$\text{Khi } h > 300, \text{ thì } s_{ct} = \min(3h/4; 500) = \min(3\times 500/4; 500) = 375\text{mm}$$

Khoảng cách thiết kế của cốt đai

$$\text{Chọn } u = \min(s_{ct}; s_{tt}; s_{\max}) = \min(166; 236; 348) = 100\text{mm}$$

Bước 3: Kiểm tra các điều kiện khống chế khi tính toán chịu lực cắt

Kiểm tra điều kiện đảm bảo bê tông không bị phá hoại theo ứng suất nén chính

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha_s\mu_w = 1 + 5\times \frac{210}{30} \times \frac{2\pi 8^2}{4\times 250\times 100} = 1.14$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0.01\times 14.5 = 0.855$$

$$Q = 233.99\text{kN} < 0.3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_bbh_0 = \frac{0.3\times 1.14\times 0.855\times 14.5\times 250\times 480}{1000} = 508.793\text{kN}$$

Vậy thỏa điều kiện ứng suất nén chính

CHƯƠNG 6: THIẾT KẾ MÓNG KHUNG TRỤC 2

Thiết kế bên dưới nhà cao tầng bao gồm các tính toán liên quan đến nền và móng công trình. Việc thiết kế nền móng phải đảm bảo các tiêu chí sau:

- Áp lực của bất cứ vùng nào trong nền đều không vượt quá khả năng chịu lực của đất (điều kiện cường độ đất nền).
- Ứng suất trong kết cấu đều không vượt quá khả năng chịu lực trong suốt quá trình tồn tại của kết cấu (điều kiện cường độ kết cấu).
- Chuyển vị biến dạng của kết cấu (độ lún của móng, độ lún lệch giữa các móng) được khống chế không vượt quá giá trị cho phép.
- Ảnh hưởng của việc xây dựng công trình đến các công trình lân cận được khống chế.
- Đảm bảo tính hợp lý của các chỉ tiêu kỹ thuật, khả năng thi công và thời gian thi công.

Công trình gồm có 1 tầng hầm và 11 tầng nổi, cốt ± 0.00 m được chọn đặt tại mặt sàn tầng trệt, mặt đất tự nhiên tại cốt -0.50 m, mặt sàn tầng hầm tại cốt -3.0 m. Chiều cao công trình kể từ cốt ± 0.00 m là 39.2 m. Kết cấu công trình sử dụng hệ khung chịu lực.

Trước khi đi vào thiết kế cụ thể cho móng thì cần phải thu thập tài liệu, hồ sơ địa chất, thủy văn để phân tích, đánh giá lựa chọn giải pháp móng phù hợp, để đảm bảo tính khả thi, an toàn và tránh gây lãng phí cho công trình.

6.1. ĐÁNH GIÁ ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH

Hồ sơ địa chất do sinh viên thu thập được của chung cư An Lộc, phường An Phú, Quận 2, Tp. Hồ Chí Minh. Nhận thấy điều kiện địa chất tại đây khá đặc trưng cho khu vực quận 2 nên sinh viên lấy địa chất này để làm đồ án.

6.1.1. Cấu trúc địa tầng

Theo kết quả khảo sát thì đất nền gồm các lớp khác nhau. Do độ dốc các lớp nhỏ, chiều dày khá đồng đều nên một cách gần đúng có thể xem nền đất tại mỗi điểm của công trình có chiều dày và cấu tạo như mặt cắt địa chất điển hình.

Căn cứ vào kết quả khảo sát hiện trường và kết quả thí nghiệm trong phòng, địa tầng tại công trường có thể chia thành các lớp đất chính sau:

6.1.1.1. Lớp 1: Lớp mặt bê tông và xà bần san lấp:

- Bề dày: $h = 1.4 \text{ m}$

6.1.1.2. Lớp 2a: sét pha các lẫn ít sỏi sạn, màu xám vân vàng, độ dẻo trung bình, trạng thái dẻo mềm

- Bề dày: $h = 1.9 \text{ m}$

- Độ ẩm: $W = 28.5\%$

- Dung trọng tự nhiên: $\gamma_a = 18.99(\text{kN/m}^3)$

- Dung trọng đẩy nổi: $\gamma' = 9.26(\text{kN/m}^3)$

- Lực dính đơn vị: $c = 12.3(\text{kN/m}^2)$

- Góc ma sát trong: $\varphi = 11^\circ$

6.1.1.3. Lớp 3: sét lẫn cát bột mịn màu xám trắng đốm đỏ, độ dẻo trung bình, trạng thái dẻo cứng đến nửa cứng.

- Bề dày: $h = 1.9\text{m}$

- Độ ẩm: $W = 23.7\% \gamma$

- Dung trọng tự nhiên: $\gamma_a = 19.82(\text{kN/m}^3)$

- Dung trọng đẩy nổi: $\gamma' = 10.04(\text{kN/m}^3)\text{D}$

- Lực dính đơn vị: $c = 25.6(\text{kN/m}^2)$

- Góc ma sát trong: $\varphi = 14^\circ$

6.1.1.4. Lớp 4: sét pha cát màu xám trắng đốm đỏ lợt, độ dẻo trung bình, trạng thái dẻo cứng.

- Bề dày: $h = 2.2\text{m}$

- Độ ẩm: $W = 24.2\%$

- Dung trọng tự nhiên: $\gamma_a = 19.44(\text{kN/m}^3)$

- Dung trọng đẩy nổi: $\gamma' = 9.8(\text{kN/m}^3)\text{E}$

- Lực dính đơn vị: $c = 16(\text{kN/m}^2)$

- Góc ma sát trong: $\varphi = 13^\circ 07'$

6.1.1.5. Lớp 5: cát pha sét màu xám trắng đến vàng đốm đỏ, độ dẻo thấp, trạng thái dẻo.

- Bề dày:	$h =$	3.2m
- Độ ẩm:	$W =$	22.9%
- Dung trọng tự nhiên:	$a =$	19.39(kN/m ³)
- Dung trọng đẩy nổi:	$\gamma' =$	9.87(kN/m ³)
- Lực dính đơn vị:	$c =$	7.5(kN/m ²)
- Góc ma sát trong:	$\varphi =$	13°45'

6.1.1.6. Lớp số 6: Cát mịn đến vừa, trạng thái từ rời đến chặt vừa.

*** Lớp 6a: cát mịn lẫn bột, màu vàng, trạng thái rời ròi.**

- Bề dày:	$h =$	5.8m
- Độ ẩm:	$W =$	24.0%
- Dung trọng tự nhiên:	$\gamma_a =$	18.43(kN/m ³)
- Dung trọng đẩy nổi:	$\gamma' =$	9.29(kN/m ³)
- Lực dính đơn vị:	$c =$	3(kN/m ²)
- Góc ma sát trong:	$\varphi =$	26°31'

*** Lớp 6b: cát vừa đến mịn lẫn bột và ít sỏi sạn nhỏ, màu vàng đến đỏ lowjtm trạng thái chặt vừa.**

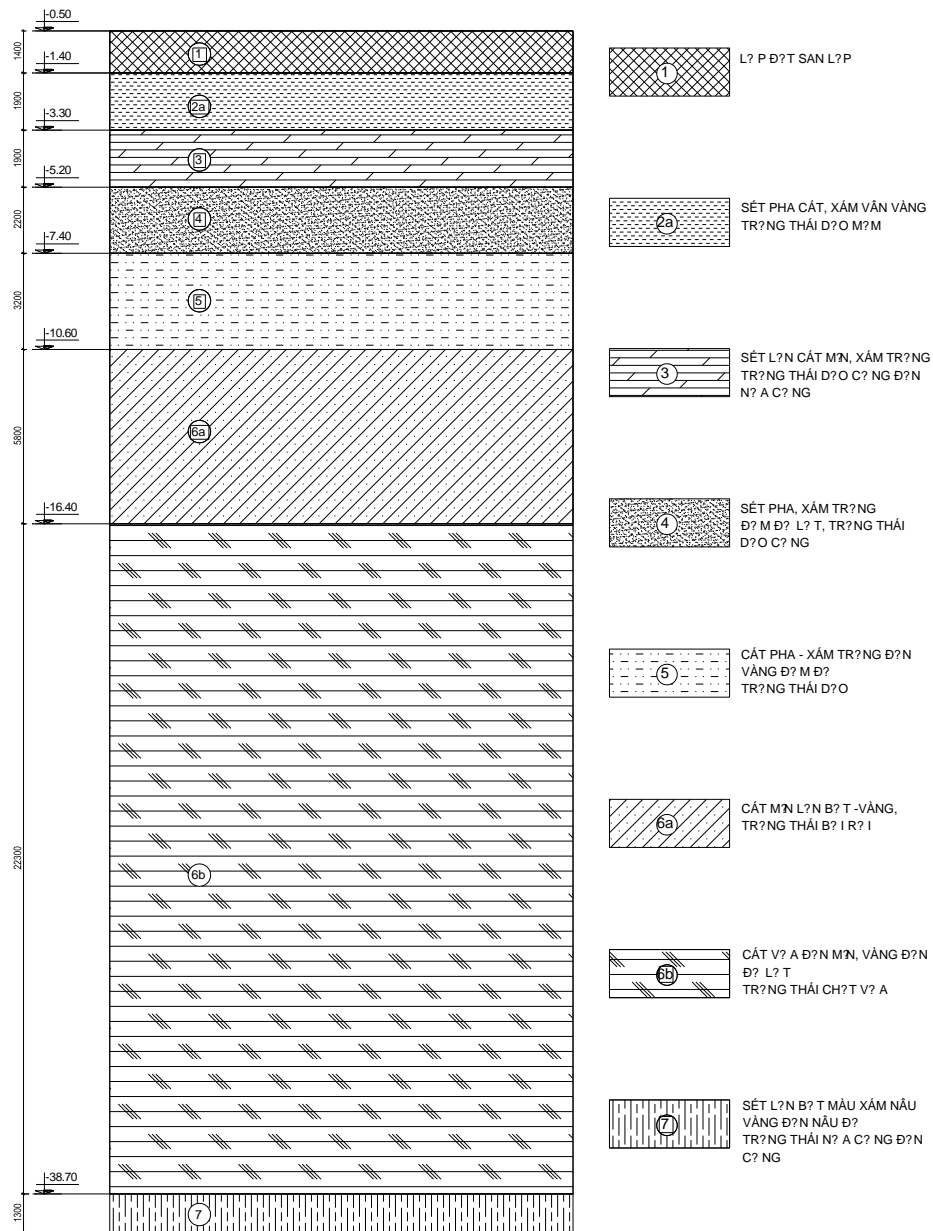
- Bề dày:	$h =$	22.3m
- Độ ẩm:	$W =$	21.2%
- Dung trọng tự nhiên:	$\gamma_a =$	19.18(kN/m ³)
- Dung trọng đẩy nổi:	$\gamma' =$	9.88(kN/m ³)X
- Lực dính đơn vị:	$c =$	2.6(kN/m ²)
- Góc ma sát trong:	$\varphi =$	29°25'

6.1.1.7. Lớp 7: sét lẫn bột màu xám nâu vàng đến nâu đỏ, trạng thái nửa cứng đến cứng

- Bề dày:	h	=	1.3m
- Độ ẩm:	W	=	20.5%
- Dung trọng tự nhiên:	γ_a	=	20.22(kN/m ³)
- Dung trọng đẩy nổi:	γ'	=	10.52(kN/m ³)
- Lực dính đơn vị:	c	=	37.4(kN/m ²)
- Góc ma sát trong:	φ	=	16°10'

Bảng 6.1 – Tính chất cơ lý các lớp đất

Lớp	Mô tả	Độ ẩm	Dung trọng			Tỉ trọng	Độ bão hòa	Độ rỗng	Hệ số rỗng	GH Alterberg			Độ sệt	Nén đơn	Lực dính	Góc ma sát trong				
			W	Uớt	Khô					Đầy nổi	D	S					n	GH nhão	GH dẻo	Chỉ số dẻo
			%	g _t	g _k					g _{dn}	%	%					e	W _{nh}	W _d	A
2a	Sét pha cát lẫn ít sỏi sạn laterite, màu xám vân vàng - trạng thái dẻo mềm	28.5	18.99	17.48	9.26	2.677	94.1	44.8	0.811	36.3	19.7	16.6	0.53		12.3	11°				
2b	Sét pha cát lẫn lộn sỏi sạn laterite màu đỏ nâu đốm vàng - TT dẻo cứng đến nửa cứng	20.8	20.03	16.58	10.41	2.685	90.2	38.2	0.619	30.4	18.4	12	0.2		0.187	15°12'				
3	Sét lẫn cát bột mịn màu xám trắng đốm đỏ - Trạng thái dẻo cứng đến nửa cứng	23.7	19.82	16.02	10.04	2.68	94.4	40.2	0.673	39.4	20.3	19.1	0.18	160	25.6	14°				
4	Sét pha cát màu xám trắng đốm đỏ lợt - Trạng thái dẻo cứng	24.2	19.44	15.65	9.8	2.676	91.2	41.5	0.71	32.5	19.3	13.2	0.37		16	13°07'				
5	Cát pha sét màu xám trắng đến vàng đốm đỏ - Trạng thái dẻo	22.9	19.39	15.78	9.87	2.672	88.3	40.9	0.693	24.6	17.7	6.9	0.75		7.5	13°45'				
6a	Cát mịn lẫn bột màu vàng - Trạng thái rời	24	18.43	14.86	9.29	2.665	80.6	44.2	0.792	Không dẻo			/		3	26°31'				
6b	Cát vừa đến mịn lẫn bột và ít sỏi sạn màu vàng đến đỏ lợt - Trạng thái chặt vừa	21.2	19.18	15.83	9.88	2.662	83.4	40.7	0.682	Không dẻo			/		2.6	29°25'				
7	Sét lẫn bột màu xám nâu vàng đến nâu đỏ, độ dẻo cao - Trạng thái cứng	20.5	20.22	16.78	10.52	2.684	91.7	37.5	0.6	56.7	24.6	32.1	<0		0.374	16°10'				



Hình 6.1 – Cột địa chất

6.1.2. Đánh giá tính chất của đất nền

Đối với các công trình xây dựng trên khu vực khảo sát thì phương án móng tối ưu nhất là móng cọc (móng sâu), lớp đất chịu lực tốt nhất ở độ sâu khảo sát là lớp đất 6b. Độ sâu hạ mũi cọc tùy thuộc tải trọng và đường kính cọc sử dụng để đặt vào lớp đất 6b. Bảng tổng hợp các chỉ tiêu cơ lý đã nêu ra đầy đủ các giá trị tính toán của các thông số địa kỹ thuật của các lớp đất để phục vụ cho công tác tính toán công trình.

6.1.3. Xem xét ảnh hưởng của mực nước ngầm

Nước ngầm ở khu vực qua khảo sát nhận dao động tùy theo mùa. Mực nước tĩnh mà ta quan sát thấy nằm ở độ sâu -0.8 m so với mặt đất tự nhiên. Khi thi công tầng hầm ở độ sâu -2.5 m so với mặt đất tự nhiên thì cần phương án tháo khô hồ móng.

6.2. 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:

$N_{max}, M_x, M_y, Q_x, Q_y$

$N, M_{xmax}, M_y, Q_x, Q_y$

$N, M_x, M_{ymax}, Q_x, Q_y$

$N, M_x, M_x, Q_{xmax}, Q_y$

$N, M_x, M_x, Q_x, Q_{ymax}$

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

6.2.1. Tải trọng tính toán

Tải trọng tính toán được sử dụng để tính nền móng theo trạng thái giới hạn thứ I. Từ bảng tổ hợp nội lực sinh viên chọn ra các tổ hợp nguy hiểm nhất để tính toán cho móng khung trục 2.

Bảng 6.2 – Tổ hợp tải trọng tính toán chân cột khung trục 2

Vị trí cột	Tổ hợp	N	Q _x	Q _y	M _y	M _x
CỘT GIỮA	$N_{max}, M_x, M_y, Q_x, Q_y$	-4858.34	35.31	-65.19	-62.06	36.419
	$N, M_{xmax}, M_y, Q_x, Q_y$	-3687.64	85.04	-55.92	-53.654	157.746
	$N, M_x, M_{ymax}, Q_x, Q_y$	-4297.15	33.43	-95.2	-131.911	34.875
	$N, M_x, M_y, Q_{xmax}, Q_y$	-4297.15	33.43	-95.2	-131.911	34.875
	$N, M_x, M_y, Q_x, Q_{ymax}$	-4341.79	85.95	-67.43	-65.113	151.663
CỘT GIỮA	$N_{max}, M_x, M_y, Q_x, Q_y$	-1784.55	-2.78	0.58	6.307	-2.423
	$N, M_{xmax}, M_y, Q_x, Q_y$	-1312.58	-22.63	-6.27	-6.12	-33.349
	$N, M_x, M_{ymax}, Q_x, Q_y$	-1478.27	-1.22	-18.5	-23.929	-0.632
	$N, M_x, M_y, Q_{xmax}, Q_y$	-1478.27	-1.22	-18.5	-23.929	-0.632
	$N, M_x, M_y, Q_x, Q_{ymax}$	-1669.47	16.62	-9.85	-9.744	27.099
CỘT BIÊN	$N_{max}, M_x, M_y, Q_x, Q_y$	-7449.73	130.45	-10.35	-7.951	222.663
	$N, M_{xmax}, M_y, Q_x, Q_y$	-6900.9	134.27	-11.14	-8.729	226.227
	$N, M_x, M_{ymax}, Q_x, Q_y$	-5993.56	72.04	-66.92	-133.568	72.48
	$N, M_x, M_y, Q_{xmax}, Q_y$	-6613.43	78.36	-72.12	-131.333	78.214
	$N, M_x, M_y, Q_x, Q_{ymax}$	-7156.45	132.23	-12.79	-11.249	224.392

6.2.2. 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 quy phạm cho phép dùng hệ số vượt tải trung bình $n = 1,15$. Như 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 6.3 – Tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn chân cột khung trục 2

Vị trí cột	Tổ hợp	N	Q _x	Q _y	M _y	M _x
CỘT GIỮA	N _{max} , M _x , M _y , Q _x , Q _y	-3238.89	23.54	-43.46	-41.37	24.28
	N, M _{xmax} , M _y , Q _x , Q _y	-2458.43	56.69	-37.28	-35.77	105.16
	N, M _x , M _y , Q _x , Q _y	-2864.77	22.29	-63.47	-87.94	23.25
	N, M _x , M _y , Q _{xmax} , Q _y	-2864.77	22.29	-63.47	-87.94	23.25
	N, M _x , M _y , Q _x , Q _y	-2894.53	57.30	-44.95	-43.41	101.11
CỘT GIỮA	N _{max} , M _x , M _y , Q _x , Q _y	-1189.70	-1.85	0.39	4.20	-1.62
	N, M _{xmax} , M _y , Q _x , Q _y	-875.05	-15.09	-4.18	-4.08	-22.23
	N, M _x , M _y , Q _x , Q _y	-985.51	-0.81	-12.33	-15.95	-0.42
	N, M _x , M _y , Q _{xmax} , Q _y	-985.51	-0.81	-12.33	-15.95	-0.42
	N, M _x , M _y , Q _x , Q _y	-1112.98	11.08	-6.57	-6.50	18.07
CỘT BIÊN	N _{max} , M _x , M _y , Q _x , Q _y	-4966.49	86.97	-6.90	-5.30	148.44
	N, M _{xmax} , M _y , Q _x , Q _y	-4600.60	89.51	-7.43	-5.82	150.82
	N, M _x , M _y , Q _x , Q _y	-3995.71	48.03	-44.61	-89.05	48.32
	N, M _x , M _y , Q _{xmax} , Q _y	-4408.95	52.24	-48.08	-87.56	52.14
	N, M _x , M _y , Q _x , Q _y	-4770.97	88.15	-8.53	-7.50	149.59

6.3. LỰA CHỌN GIẢI PHÁP MÓNG

Lớp đất thứ 6 trở xuống có khả năng chịu tải khá tốt. Có thể chọn lớp đất 6a hoặc 6b để đặt mũi cọc.

Trong đồ án, sinh viên tính toán với 2 phương án móng:

* **Phương án 1: Móng cọc ép**

* **Phương án 2: Móng cọc khoan nhồi**

6.4. THIẾT KẾ MÓNG CỌC ÉP

6.4.1. 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 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 ngàm cứng nên một cách gần đúng ta bỏ qua sự làm việc của giằng móng và trọng lượng bản thân của giằng móng.

6.4.2. Xác định sức chịu tải của cọc

6.4.2.1. Cấu tạo đài cọc và cọc

* Đài cọc

Bê tông cấp độ bền B25 ($R_b=14.5$ Mpa)

Cốt thép chịu lực AII ($R_s= 280$ 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 $2.5 + 1.2 = 3.7$ m (trong đó 2.5m là khoảng cách từ mặt đất tự nhiên đến sàn tầng hầm, 1.2m là chiều cao sơ bộ của đài).

* Cọc bê tông cốt thép

Bê tông cấp độ bền B25 ($R_b= 14.5$ Mpa)

Cốt thép chịu lực AII ($R_s= 280$ Mpa)

Cốt thép đai AI ($R_s= 225$ 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.

Diện tích tiết diện ngang cọc: $A_p = 0.35 \times 0.35 = 0.1225 \text{ (m}^2\text{)}$.

Chu vi tiết diện ngang cọc: $4 \times 0.35 = 1.4 \text{ (m)}$.

Mũi cọc cắm sâu vào lớp đất cát vừa đến mịn lẫn bột, màu xám trắng (lớp 6b) một đoạn 13.6m. Do đó chiều sâu mũi cọc tính từ lớp đất tự nhiên:

$$1.4 + 1.9 + 1.9 + 2.2 + 3.2 + 5.8 + 13.6 = 30\text{m}$$

Chiều dài cọc (tính từ đáy đài đến mũi cọc) là: $30 - 3.7 = 26.3\text{m}$

Cốt thép dọc chịu lực giả thiết là $8\phi 16$ có $A_s = 16.08\text{cm}^2$, $\mu = 1.3\%$

6.4.2.2. Xác định sức chịu tải của cọc

* Sức chịu tải của cọc theo vật liệu.

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

$$\begin{aligned} Q_{a(vl)} &= \varphi(A_s R_s + A_b R_b) \\ &= 0.9576 \times (16.08 \times 10^{-4} \times 280000 + 0.1209 \times 14500) \\ &= 2109.87\text{kN} \end{aligned}$$

Trong đó:

- φ : hệ số uốn dọc của cọc được tính như sau:

+ Khi thi công ép cọc: $l_{01} = \nu_1 l_1 = 1 \times 10 = 10\text{m}$

+ Khi cọc chịu tải trọng công trình: $l_{02} = \nu_2 l_2 = 0.5 \times 17.674 = 8.837\text{m}$

- $\nu_2 = 0.5$: cọc 2 đầu ngàm.

- $b_c = 1.5d + 0.5 = 1.5 \times 0.35 + 0.5 = 1.025 \text{ (} d < 0.8\text{m)}$

- $K = 5000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

- $I = \frac{d^4}{12} = \frac{0.35^4}{12} = 1.25 \times 10^{-3} \text{ (m}^4\text{)}$

- $\alpha_{bd} = \sqrt[5]{\frac{K b_c}{E_b I}} = \sqrt[5]{\frac{5000 \times 1.025}{3 \times 10^7 \times 1.25 \times 10^{-3}}} = 0.672$

- $l_2 = l_e = \alpha_{bd} \times l = 0.672 \times 26.3 = 17.674\text{m}$

+ Thiên về an toàn chọn $l_0 = \max(l_{01}; l_{02}) = \max(10; 8.837) = 10m$

+ Độ mảnh của cọc $\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{10}{0.35} = 28.57$

+ Nội suy từ bảng 2.2 (trang 25 – Phân tích và tính toán móng cọc) ta được $\varphi = 0.9576$

* **Sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền.**

$$Q_a = \frac{Q_{tc}}{k_{tc}}$$

Với hệ số k_{tc} lấy theo mục A.1, phụ lục A, TCXD 205:1998, sơ bộ $k_{tc} = 1.65$. [3]

$$Q_{tc} = m(m_R q_p A_p + u \sum m_f f_{si} l_i)$$

Trong đó

- Hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất $m = 1$. [3]

- Xác định $m_R q_p A_p$.

+ Độ sâu mũi cọc -30m

+ Đất dưới mũi cọc là cát mịn tra bảng A.3 TCXD 205:1998 ta có $m_R = 1.1$. Tra bảng A.1 TCXD 205:1998 ta có $q_p = 3800 \text{ kN/m}^2$ [3]

$$\Rightarrow m_R q_p A_p = 1.1 \times 3800 \times 0.35^2 = 512.05 \text{ kN}$$

- Hệ số làm việc của đất ở mặt bên cọc m_f tra tra bảng A.3 TCXD 205:1998 [3]

- Lực ma sát đơn vị f_i tra bảng tra tra bảng A.2 TCXD 205:1998 [3]

- Đất nền phải chia thành các lớp nhỏ đồng chất dày không quá 2m.

Bảng 6.4 – Tính toán thành phần ma sát xung quanh cọc

Lớp đất	Độ sâu		Độ sâu trung bình	l_i	I_L	m_f	f_{si}	$m_f f_{si} l_i$
	m		m	m			kN/m ²	kN
3	-3.70	: -5.20	4.45	1.50	0.18	0.9	54.35	73.3725
4	-5.20	: -7.00	6.1	1.80	0.37	0.9	34.40	55.728
	-7.00	: -7.40	7.2	0.40	0.37	0.9	35.50	12.78
5	-7.40	: -9.40	8.4	2.00	0.75	0.9	9.00	16.2
	-9.40	: -10.60	10	1.20	0.75	0.9	9.00	9.72
6a	-10.60	: -12.60	11.6	2.00	/	1	47.60	95.2
	-12.60	: -14.60	13.6	2.00	/	1	49.60	99.2
	-14.60	: -16.40	15.5	1.80	/	1	51.50	92.7
6b	-16.40	: -18.40	17.4	2.00	/	1	53.40	106.8
	-18.40	: -20.40	19.4	2.00	/	1	55.40	110.8
	-20.40	: -22.40	21.4	2.00	/	1	57.40	114.8
	-22.40	: -24.40	23.4	2.00	/	1	59.40	118.8
	-24.40	: -26.40	25.4	2.00	/	1	61.40	122.8
	-26.40	: -27.00	26.7	0.60	/	1	62.70	37.62
	-27.00	: -29.00	28	2.00	/	1	64.00	128
-29.00	: -30.00	29.5	1.00	/	1	65.50	65.5	
Tổng				26.30				1260.02

Vậy $Q_{tc} = m(m_R q_p A_p + u \sum m_f f_{si} l_i) = 1 \times (512.05 + 4 \times 0.35 \times 1260.2) = 2276.33 \text{ kN}$

$$Q_a = \frac{Q_{tc}}{k_{tc}} = \frac{2276.33}{1.65} = 1379.594 \text{ kN}$$

* Sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cường độ của đất nền:

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

Xác định sức chịu tải cực hạn do ma sát Q_s

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

$$f_{si} = \sigma_{hi}' \tan \phi_{ai}' + c_{ai}' = \sigma_{vi}' k_{si} \tan \phi_{ai}' + c_{ai}'$$

Trong đó:

- σ_i' : Ứng suất hữu hiệu giữa lớp đất thứ I theo phương thẳng đứng.
- $k_{si} = 1 - \sin \phi_i'$: hệ số áp lực ngang của lớp đất thứ i

Bảng 6.5 – Sức chịu tải cực hạn do ma sát của đất nền

Lớp đất	Độ sâu		Độ sâu giữa lớp	l_i	c	ϕ	σ'_{vi}	k_{si}	f_s	$f_s l_i$
	m		m				kN/m ²			
3	-3.7	: -5.2	4.45	1.50	25.6	14.00	29.14	0.76	31.11	46.66
4	-5.2	: -7.4	6.30	2.20	16.0	13.12	47.45	0.77	24.55	54.01
5	-7.4	: -10.6	9.00	3.20	7.5	13.75	74.02	0.76	21.31	68.19
6a	-10.6	: -16.4	13.50	5.80	3.0	26.52	116.8	0.55	35.25	204.44
6b	-16.4	: -30.0	23.20	13.60	2.6	29.42	210.9	0.51	63.11	858.25
Tổng										1231.54

$$Q_s = u \sum f_{si} l_i = 4 \times 0.35 \times 1231.54 = 1742.156 \text{ kN}$$

Xác định sức chịu tải cực hạn do kháng mũi: $Q_p = A_p q_p$

Với q_p tính theo công thức của Terzaghi: $q_p = 1.3cN_c + N_q \sigma'_v + \alpha \gamma d N_\gamma$

Mũi cọc cắm vào lớp đất 6b là lớp cát mịn có $\phi = 29.42^\circ$ tra bảng 2.7 (trang 32 – Phân tích và tính toán móng cọc) ta có: $N_c = 35.468, N_q = 21.021, N_\gamma = 18.54$

$$q_p = 1.3cN_c + N_q \sigma'_v + \alpha \gamma d N_\gamma$$

$$= 1.3 \times 2.6 \times 35.468 + 21.021 \times 283.664 + 0.4 \times 9.88 \times 0.35 \times 18.54 = 6108.43 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$Q_p = A_p q_p = 0.35^2 \times 6108.43 = 748.282 \text{ kN}$$

Vậy sức chịu tải cho phép: $Q_a = \frac{Q_s}{FS_s} + \frac{Q_p}{FS_p} = \frac{1742.156}{2} + \frac{748.282}{3} = 1120.505 \text{ kN}$

*** Sức chịu tải của cọc theo kết quả xuyên tiêu chuẩn (SPT):**

Sức chịu tải cho phép của cọc theo công thức của Nhật Bản:

$$Q_a = \frac{1}{3} (\alpha N_a A_p + (0.2 N_s L_s + N_c L_c) u)$$

$$= \frac{1}{3} (30 \times 26 \times 0.35^2 + (0.2(5.8 \times 8.67 + 13.6 \times 18)$$

$$+ (1.9 \times 5 + 1.9 \times 14 + 2.2 \times 14 + 3.2 \times 14)) \times 0.35 \times 4)$$

$$= 111.518 T = 1115.18 \text{ kN}$$

Trong đó:

- N_a : chỉ số SPT của đất dưới mũi cọc
- N_s : chỉ số SPT của lớp đất rời bên thân cọc
- N_c : chỉ số SPT của lớp đất dính bên thân cọc

- L_s : chiều dài đoạn cọc nằm trong đất rời, m
- L_c : chiều dài đoạn cọc nằm trong đất dính, m
- u : chu vi của tiết diện cọc
- α : hệ số, phụ thuộc vào phương pháp thi công cọc. (Cọc bê tông cốt thép thi công bằng phương pháp đóng: $\alpha = 30$)

*** Xác định sức chịu tải**

Sức chịu tải thiết kế của cọc: $Q_a = \min(Q_{a(vl)}; Q_{c\text{oly}}; Q_{cuong\ do}; Q_{SPT}) = 1120.505kN$

Vậy sức chịu tải thiết kế của cọc $[Q_{aTK}] = 1110kN$

6.4.3. Thiết kế móng M1 (Tại cột C2, C13, C18 khung trục 2)

6.4.3.1. Xác định số lượng cọc trong đài

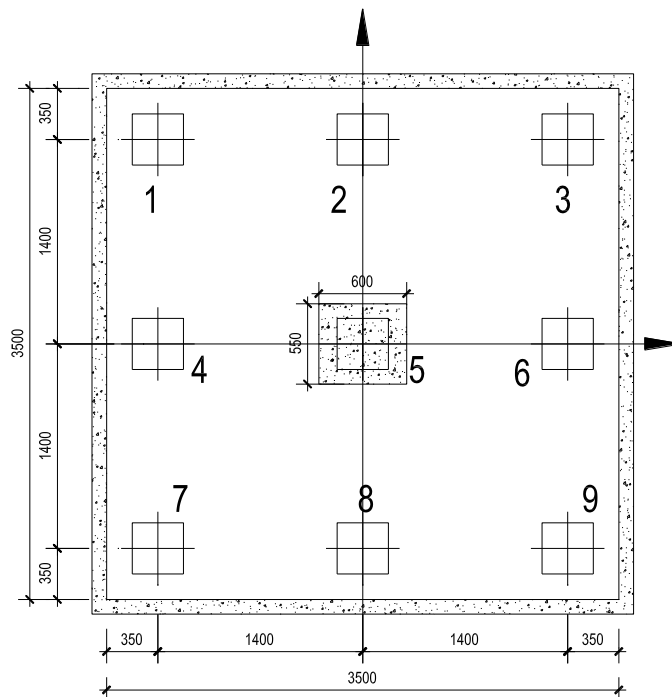
$$n_c = \frac{N''}{Q_{aTK}} \beta = \frac{7449.73}{1110} \times 1.2 = 8.05$$

Vậy chọn $n_c=9$ cọc

6.4.3.2. Bố trí cọc trong đài

Chọn khoảng cách giữa 2 tâm cọc là $4d=1.4m$

Khoảng cách giữa các mép cọc tới mép ngoài của đài chọn là $d/2=0.175m$



Hình 6.2 – Mặt bằng bố trí cọc móng M1

6.4.3.3. Kiểm tra cọc làm việc theo nhóm

Mục 3.9.9 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. [3]

Hệ số nhóm xác định theo công thức Converse – Labarre

$$\begin{aligned}\eta &= 1 - \operatorname{arctg} \left(\frac{d}{s} \right) \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90 \times n_1 \times n_2} \right] \\ &= 1 - \operatorname{arctg} \left(\frac{0.35}{1.4} \right) \left[\frac{(3-1) \times 3 + (3-1) \times 3}{90 \times 3 \times 3} \right] = 0.0.792\end{aligned}$$

Sức chịu tải của nhóm cọc:

$$Q_{n\text{hom}} = \eta \times n_c \times Q_{\text{atk}} = 0.792 \times 9 \times 1110 = 7912.08 \text{ kN} > N^{\text{tt}} = 7449.73 \text{ kN}$$

Vậy thỏa điều kiện sức chịu tải của nhóm cọc.

6.4.3.4. Kiểm tra lực tác dụng lên cọc

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

Chiều cao đài được giả thiết ban đầu $h_d = 1.2 \text{ m}$

Trọng lượng tính toán của đài:

$$N_d = n \times \gamma_{bt} \times F_d \times h_d = 1.1 \times 25 \times 3.5 \times 3.5 \times 1.2 = 404.25 \text{ kN}$$

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

* **Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp** $N_{\text{max}}, M_{xtu}, M_{ytu}, Q_{xtu}, Q_{ytu}$

$$\sum N^{\text{tt}} = N_0^{\text{tt}} + N_d = 7449.73 + 404.25 = 7853.98 \text{ kN}$$

$$\sum M_x^{\text{tt}} = M_x^{\text{tt}} + Q_y^{\text{tt}} \times h + N^{\text{tt}} \times e_y = 222.663 + 10.35 \times 1.2 = 235.083 \text{ kNm}$$

$$\sum M_y^{\text{tt}} = M_y^{\text{tt}} + Q_x^{\text{tt}} \times h + N^{\text{tt}} \times e_x = 7.951 + 130.45 \times 1.2 = 164.491 \text{ kNm}$$

Trong đó: e_y, e_x là độ lệch tâm của lực N^{tt} so với trọng tâm nhóm cọc theo phương x, y .

Tải trọng tác dụng lên cọc:

$$P_i'' = \frac{\sum N''}{n} + \frac{\sum M_y'' \times x_i}{\sum x_i^2} + \frac{\sum M_x'' \times y_i}{\sum y_i^2}$$

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.
- M_x'': tổng moment tính toán đáy đài quay quanh trục x tại trọng tâm nhóm cọc.
- M_y'': tổng moment tính toán đáy đài quay quanh trục y tại trọng tâm nhóm cọc

Bảng 6.6 – Phản lực đầu cọc trường hợp N_{max}

Cọc	x _i	y _i	x _i ²	y _i ²	Tổng x _i ²	Tổng y _i ²	P _i
	m	m					kN
1	-1.40	1.40	1.96	1.96	11.76	11.76	881.07
2	0.00	1.40	0.00	1.96			900.65
3	1.40	1.40	1.96	1.96			920.23
4	-1.40	0.00	1.96	0.00			853.08
5	0.00	0.00	0.00	0.00			872.66
6	1.40	0.00	1.96	0.00			892.25
7	-1.40	-1.40	1.96	1.96			825.10
8	0.00	-1.40	0.00	1.96			844.68
9	1.40	-1.40	1.96	1.96			864.26

Vậy tải trọng tác dụng lên cọc đều thỏa $\begin{cases} P_{\max} = 920.23 \text{ kN} \leq [Q_a] = 1110 \text{ kN} \\ P_{\min} = 825.10 \text{ kN} \geq 0 \end{cases}$

* Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp $N_{tu}, M_{x \max}, M_{y tu}, Q_{xtu}, Q_{ytu}$

$$\sum N'' = N_0'' + N_d = 6900.9 + 404.25 = 7305.15 \text{ kN}$$

$$\sum M_x'' = M_x'' + Q_y'' \times h + N'' \times e_y = 226.227 + 11.14 \times 1.2 = 239.595 \text{ kNm}$$

$$\sum M_y'' = M_y'' + Q_x'' \times h + N'' \times e_x = 8.729 + 134.27 \times 1.2 = 169.853 \text{ kNm}$$

Bảng 6.7 – Phản lực đầu cọc trường hợp $M_{x\max}$

Cọc	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	Tổng x_i^2	Tổng y_i^2	P_i
	m	m					kN
1	-1.40	1.40	1.96	1.96	11.76	11.76	819.99
2	0.00	1.40	0.00	1.96			840.21
3	1.40	1.40	1.96	1.96			860.43
4	-1.40	0.00	1.96	0.00			791.46
5	0.00	0.00	0.00	0.00			811.68
6	1.40	0.00	1.96	0.00			831.90
7	-1.40	-1.40	1.96	1.96			762.94
8	0.00	-1.40	0.00	1.96			783.16
9	1.40	-1.40	1.96	1.96			803.38

Vậy tải trọng tác dụng lên cọc đều thỏa $\begin{cases} P_{\max} = 860.43 \text{ kN} \leq [Q_a] = 1110 \text{ kN} \\ P_{\min} = 762.94 \text{ kN} \geq 0 \end{cases}$

* Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp $N_{tu}, M_{xtu}, M_{y\max}, Q_{xtu}, Q_{ytu}$

$$\sum N^t = N_0^t + N_d = 5993.56 + 404.25 = 6397.81 \text{ kN}$$

$$\sum M_x^t = M_x^t + Q_y^t \times h + N^t \times e_y = 72.48 + 66.92 \times 1.2 = 152.784 \text{ kNm}$$

$$\sum M_y^t = M_y^t + Q_x^t \times h + N^t \times e_x = 133.568 + 772.04 \times 1.2 = 220.016 \text{ kNm}$$

Bảng 6.8 – Phản lực đầu cọc trường hợp $M_{y\max}$

Cọc	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	Tổng x_i^2	Tổng y_i^2	P_i
	m	m					kN
1	-1.40	1.40	1.96	1.96	11.76	11.76	702.86
2	0.00	1.40	0.00	1.96			729.06
3	1.40	1.40	1.96	1.96			755.25
4	-1.40	0.00	1.96	0.00			684.68
5	0.00	0.00	0.00	0.00			710.87
6	1.40	0.00	1.96	0.00			737.06
7	-1.40	-1.40	1.96	1.96			666.49
8	0.00	-1.40	0.00	1.96			692.68
9	1.40	-1.40	1.96	1.96			718.87

Vậy tải trọng tác dụng lên cọc đều thỏa $\begin{cases} P_{\max} = 755.25 \text{ kN} \leq [Q_a] = 1110 \text{ kN} \\ P_{\min} = 666.49 \text{ kN} \geq 0 \end{cases}$

* Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp $N_{tu}, M_{xtu}, M_{ytu}, Q_{x\max}, Q_{ytu}$

$$\sum N^t = N_0^t + N_d = 7156.45 + 404.25 = 7305.15 \text{ kN}$$

$$\sum M_x'' = M_x'' + Q_y'' \times h + N'' \times e_y = 224.392 + 12.79 \times 1.2 = 239.74 kNm$$

$$\sum M_y'' = M_y'' + Q_x'' \times h + N'' \times e_x = 11.249 + 132.23 \times 1.2 = 169.925 kNm$$

Bảng 6.9 – Phản lực đầu cọc trường hợp $Q_{x\max}$

Cọc	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	Tổng x_i^2	Tổng y_i^2	P_i
	m	m					kN
1	-1.40	1.40	1.96	1.96	11.76	11.76	848.39
2	0.00	1.40	0.00	1.96			868.62
3	1.40	1.40	1.96	1.96			888.85
4	-1.40	0.00	1.96	0.00			819.85
5	0.00	0.00	0.00	0.00			840.08
6	1.40	0.00	1.96	0.00			860.31
7	-1.40	-1.40	1.96	1.96			791.31
8	0.00	-1.40	0.00	1.96			811.54
9	1.40	-1.40	1.96	1.96			831.77

Vậy tải trọng tác dụng lên cọc đều thỏa $\begin{cases} P_{\max} = 888.85 kN \leq [Q_a] = 1110 kN \\ P_{\min} = 791.31 kN \geq 0 \end{cases}$

* Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp $N_{xu}, M_{xu}, M_{yu}, Q_{xu}, Q_{y\max}$

$$\sum N'' = N_o'' + N_d = 6613.43 + 404.25 = 7017.68 kN$$

$$\sum M_x'' = M_x'' + Q_y'' \times h + N'' \times e_y = 78.214 + 72.12 \times 1.2 = 164.758 kNm$$

$$\sum M_y'' = M_y'' + Q_x'' \times h + N'' \times e_x = 131.333 + 78.36 \times 1.2 = 225.365 kNm$$

Bảng 6.10 – Phản lực đầu cọc trường hợp $Q_{y\max}$

Cọc	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	Tổng x_i^2	Tổng y_i^2	P_i
	m	m					kN
1	-1.40	1.40	1.96	1.96	11.76	11.76	772.53
2	0.00	1.40	0.00	1.96			799.36
3	1.40	1.40	1.96	1.96			826.19
4	-1.40	0.00	1.96	0.00			752.91
5	0.00	0.00	0.00	0.00			779.74
6	1.40	0.00	1.96	0.00			806.57
7	-1.40	-1.40	1.96	1.96			733.30
8	0.00	-1.40	0.00	1.96			760.13
9	1.40	-1.40	1.96	1.96			786.96

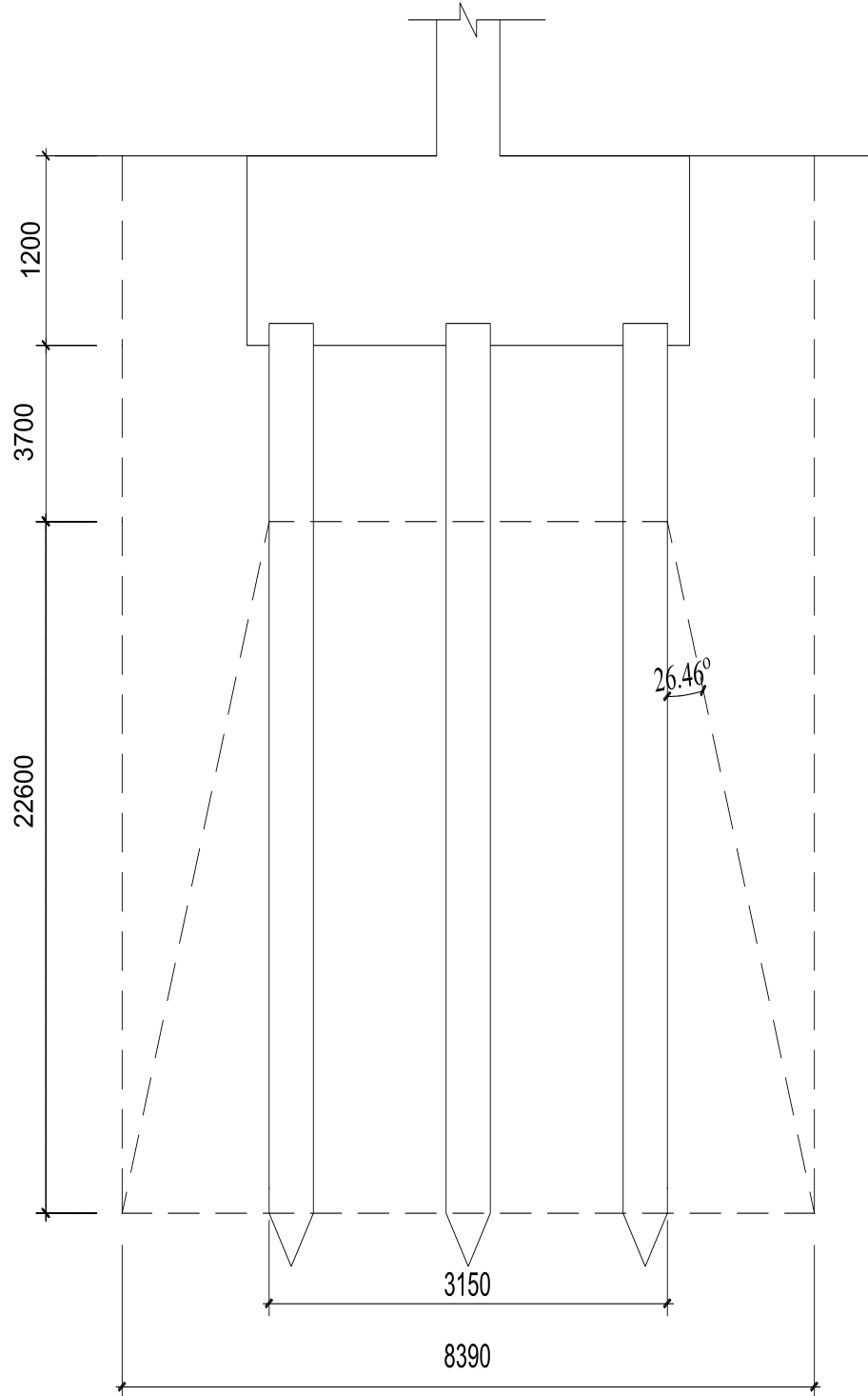
Vậy tải trọng tác dụng lên cọc đều thỏa $\begin{cases} P_{\max} = 826.19 kN \leq [Q_a] = 1110 kN \\ P_{\min} = 733.30 kN \geq 0 \end{cases}$

6.4.3.5. Kiểm tra nền dưới đáy khối móng quy ước với tổ hợp

$$N_{\max}, M_{xlu}, M_{ytl}, Q_{xlu}, Q_{ytl}$$

* 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 tựa vào lớp đất cứng được xác định như sau:



Hình 6.3 – 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:

$$\varphi_{tb} = \frac{13.75 \times 3.2 + 26.52 \times 5.8 + 29.42 \times 13.6}{22.6} = 26.46^\circ$$

Chiều dài móng quy ước theo phương x:

$$L_{qu} = L_1 + 2L_{tb} \tan \frac{\varphi_{tb}}{4} = 3.15 + 2 \times 22.6 \times \tan \left(\frac{26.46}{4} \right) = 8.39m$$

$$B_{qu} = B_1 + 2L_{tb} \tan \frac{\varphi_{tb}}{4} = 3.15 + 2 \times 22.6 \times \tan \left(\frac{26.46}{4} \right) = 8.39m$$

Moment chống uốn của móng khối quy ước:

$$W_x = \frac{L_{qu} \times B_{qu}^2}{6} = \frac{8.39 \times 8.39^2}{6} = 98.432m^3$$

$$W_y = \frac{L_{qu}^2 \times B_{qu}}{6} = \frac{8.39^2 \times 8.39}{6} = 98.432m^3$$

Chiều cao khối móng quy ước: $H_{qu} = L_{tb} + L_1 + D_f = 22.6 + 4.9 = 27.5m$

Diện tích móng khối quy ước: $A_{qu} = B_{qu} \times L_{qu} = 8.39 \times 8.39 = 70.392m^2$

Khối lượng đất trong móng quy ước:

$$\begin{aligned} Q_d &= A_{qu} \sum H_i \gamma_i = 70.392 \times (0.8 \times 9.26 + 1.9 \times 10.04 + 2.2 \times 9.8 \\ &\quad + 3.2 \times 9.87 + 5.8 \times 9.29 + 13.6 \times 9.88) \\ &= 70.392 \times 267.878 = 18856.468kN \end{aligned}$$

Khối lượng đất bị cọc, đài chiếm chỗ:

$$Q_{dc} = nA_p \sum H_i \gamma_i + \gamma V_{đài} = 9 \times (0.35 \times 0.35) \times 267.878 + 10.04 \times 1.2 \times 3.5 \times 3.5 = 442.923kN$$

Khối lượng cọc và đài bê tông:

$$Q_c = nA_p \gamma_{bt} L_c + W_{đài} = 9 \times 0.35 \times 0.35 \times 25 \times 26.3 + 25 \times 3.5 \times 3.5 \times 1.2 = 1092.394kN$$

Khối lượng tổng trên móng quy ước:

$$Q_{qu} = Q_d + Q_c - Q_{dc} = 18856.468 + 1092.394 - 442.923 = 19505.939kN$$

Tải trọng quy về đáy móng khối quy ước:

$$N_{qu}^{tc} = \frac{N_{đài}^{tt}}{1.15} + Q_{qu} = \frac{7449.73}{1.15} + 19505.939 = 25983.965kN$$

$$\sum M_{xqu}^{tc} = \frac{M_x^{tt}}{1.15} = \frac{222.66}{1.15} = 193.617kNm$$

$$\sum M_{yqu}^{tc} = \frac{M_y^{tt}}{1.15} = \frac{7.95}{1.15} = 6.913kNm$$

Ứng suất dưới đáy móng khối quy ước:

$$p_{tb}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} = \frac{25983.965}{70.392} = 369.132kN / m^2$$

$$p_{\max-\min}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} \pm \frac{\sum M_{xqu}^{tc}}{W_x} \pm \frac{\sum M_{yqu}^{tc}}{W_y}$$

$$p_{\max}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} + \frac{\sum M_{xqu}^{tc}}{W_x} + \frac{\sum M_{yqu}^{tc}}{W_y} = \frac{25983.965}{70.392} + \frac{193.617}{98.432} + \frac{6.913}{98.432} = 371.17kN / m^2$$

$$p_{\min}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} - \frac{\sum M_{xqu}^{tc}}{W_x} - \frac{\sum M_{yqu}^{tc}}{W_y} = \frac{25983.965}{70.392} - \frac{193.617}{98.432} - \frac{6.913}{98.432} = 367.1kN / m^2$$

Xác định sức chịu tải của đất nền theo trạng thái giới hạn II (Theo QPXD 45-70):

$$R^{tc} = m(AB_{qu}\gamma'_I + B\sigma'_{vp} + Dc_I)$$

Với $m=0.8$ là hệ số điều kiện làm việc: $\sigma'_{vp} = D_f\gamma'_I = 267.878kN / m^2$

Mũi cọc tại lớp đất 6b có: $\varphi = 29.42^\circ, c = 2.6kN / m^2, \gamma' = 9.88kN / m^3$

Ta có :

$$A = \frac{0.25\pi}{\cot \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} = 1.0994; B = 1 + \frac{\pi}{\cot \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} = 5.3977; D = \frac{\pi \cot \varphi}{\cot \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} = 7.7867$$

$$R^{tc} = m(AB_{qu}\gamma'_I + B\sigma'_{vp} + Dc_I) = 1 \times (1.0994 \times 8.39 \times 9.88 + 5.3977 \times 267.878 + 7.7867 \times 2.6) = 1557.303kN / m^2$$

Điều kiện ổn định đất nền được thỏa mãn:

$$\begin{cases} p_{ib}^{tc} = 369.132 \text{ kN} / \text{m}^2 \leq R^{tc} = 1557.303 \text{ kN} / \text{m}^2 \\ p_{\max}^{tc} = 371.17 \text{ kN} / \text{m}^2 \leq 1.2R^{tc} = 1868.764 \text{ kN} / \text{m}^2 \\ p_{\min}^{tc} = 367.1 \text{ kN} / \text{m}^2 > 0 \end{cases}$$

Tính độ lún móng khối quy ước theo phương pháp tổng phân tổ qua các bước sau:

Áp lực gây lún.

$$p_{gl} = p_{ib}^{tc} - \sum \gamma_i' h_i = 369.132 - 267.878 = 101.254 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Chia lớp phân tổ: đất nền được chia thành các lớp đồng nhất với chiều dày thỏa điều kiện:

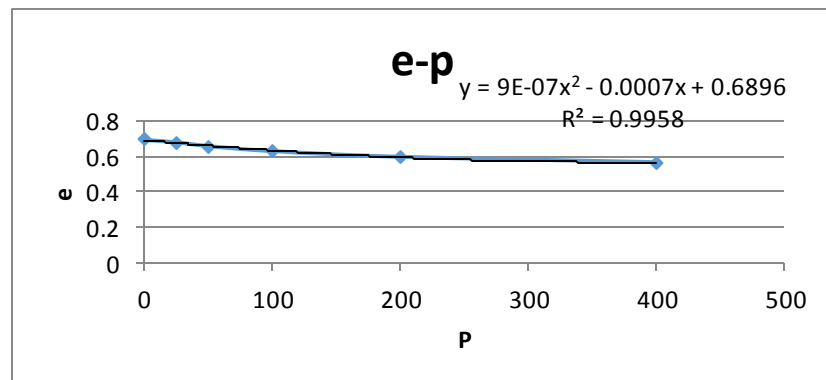
$$h_i \leq (0.4 \div 0.6) B_{qu} = (3.5 \text{ m} \div 5.25 \text{ m})$$

Phía dưới móng khối quy ước là lớp cát đồng nhất, chia thành từng lớp 0.5m.

Xác định độ lún của từng lớp phân tổ và tính tổng độ lún.

Bảng 6.11 – Kết quả thí nghiệm cố kết

P (KN/m ²)	0	25	50	100	200	400	800
e	0.69	0.677	0.656	0.628	0.596	0.566	0.506



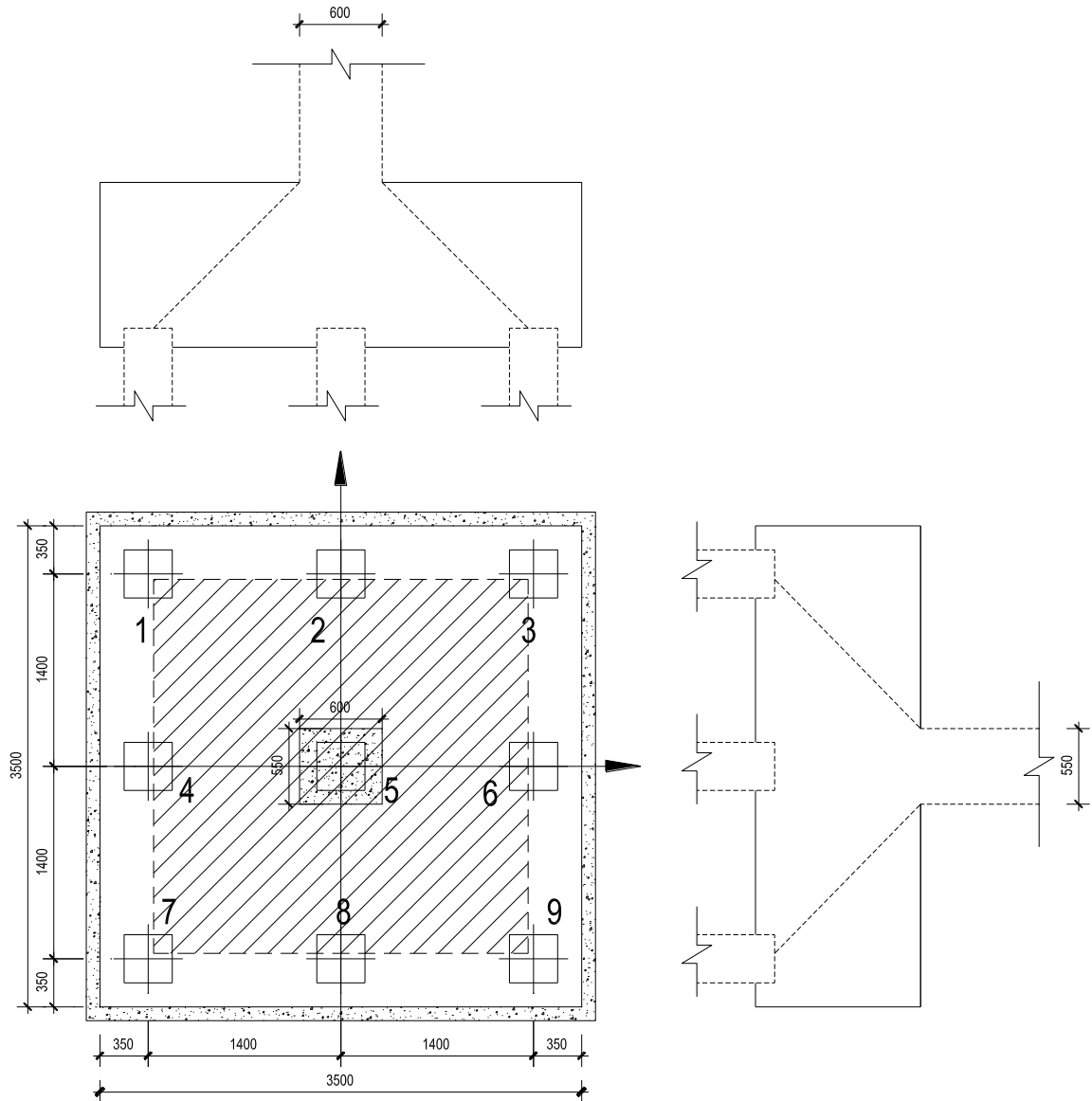
Bảng 6.12 – Tính lún tổng phân tổ móng M1

Độ sâu (m)	Z (m)	Z/B	k_0	σ_{zi} (kN/m ²)	σ_{li} (kN/m ²)	σ_{1i} (kN/m ²)	σ_{2i} (kN/m ²)	e_{1i}	e_{2i}	Độ lún (cm)
-30	0	0.00	1.00	101.254	278.064					
						280.534	381.180	0.564	0.554	0.336
-31	-0.5	0.06	0.99	100.039	283.004					
						285.474	385.007	0.563	0.554	0.307
-31	-1	0.11	0.98	99.026	287.944					
						290.414	388.833	0.562	0.553	0.279
-32	-1.5	0.17	0.97	97.811	292.884					
						295.354	391.647	0.561	0.553	0.252
-32	-2	0.23	0.94	94.774	297.824					
						300.294	392.638	0.561	0.554	0.226
-33	-2.5	0.29	0.89	89.914	302.764					
						305.234	393.122	0.560	0.554	0.201
-33	-3	0.34	0.85	85.863	307.704					
						310.174	393.607	0.559	0.554	0.178
-34	-3.5	0.40	0.80	81.003	312.644					
						315.114	393.231	0.558	0.554	0.157
-34	-4	0.46	0.74	75.232	317.584					
						320.054	392.881	0.558	0.554	0.136
-35	-4.5	0.51	0.70	70.422	322.524					
						324.994	392.530	0.557	0.554	0.118
-35	-5	0.57	0.64	64.651	327.464					
						329.934	391.927	0.557	0.553	0.100
-36	-5.5	0.63	0.59	59.335	332.404					
						334.874	391.779	0.556	0.553	0.084
-36	-6	0.69	0.54	54.475	337.344					
						339.814	392.264	0.556	0.553	0.069
-37	-6.5	0.74	0.50	50.424	342.284					
						344.754	392.748	0.555	0.554	0.056
-37	-7	0.80	0.45	45.564	347.224					
						349.694	393.588	0.555	0.554	0.044
-38	-7.5	0.86	0.42	42.223	352.164					
						354.634	395.186	0.555	0.554	0.033
-38	-8	0.92	0.38	38.882	357.104					
						359.574	397.063	0.554	0.554	0.023
-39	-8.5	0.97	0.36	36.097	362.044					
						364.514	399.168	0.554	0.554	0.014
-39	-9	1.03	0.33	33.211	366.984					
						369.454	401.450	0.554	0.554	0.006
-40	-9.5	1.09	0.30	30.781	371.924					
Tổng										2.62

$$S = 2.62\text{cm} < [S_{gh}] = 8\text{cm} \Rightarrow \text{Thỏa điều kiện cho phép về độ lún.}$$

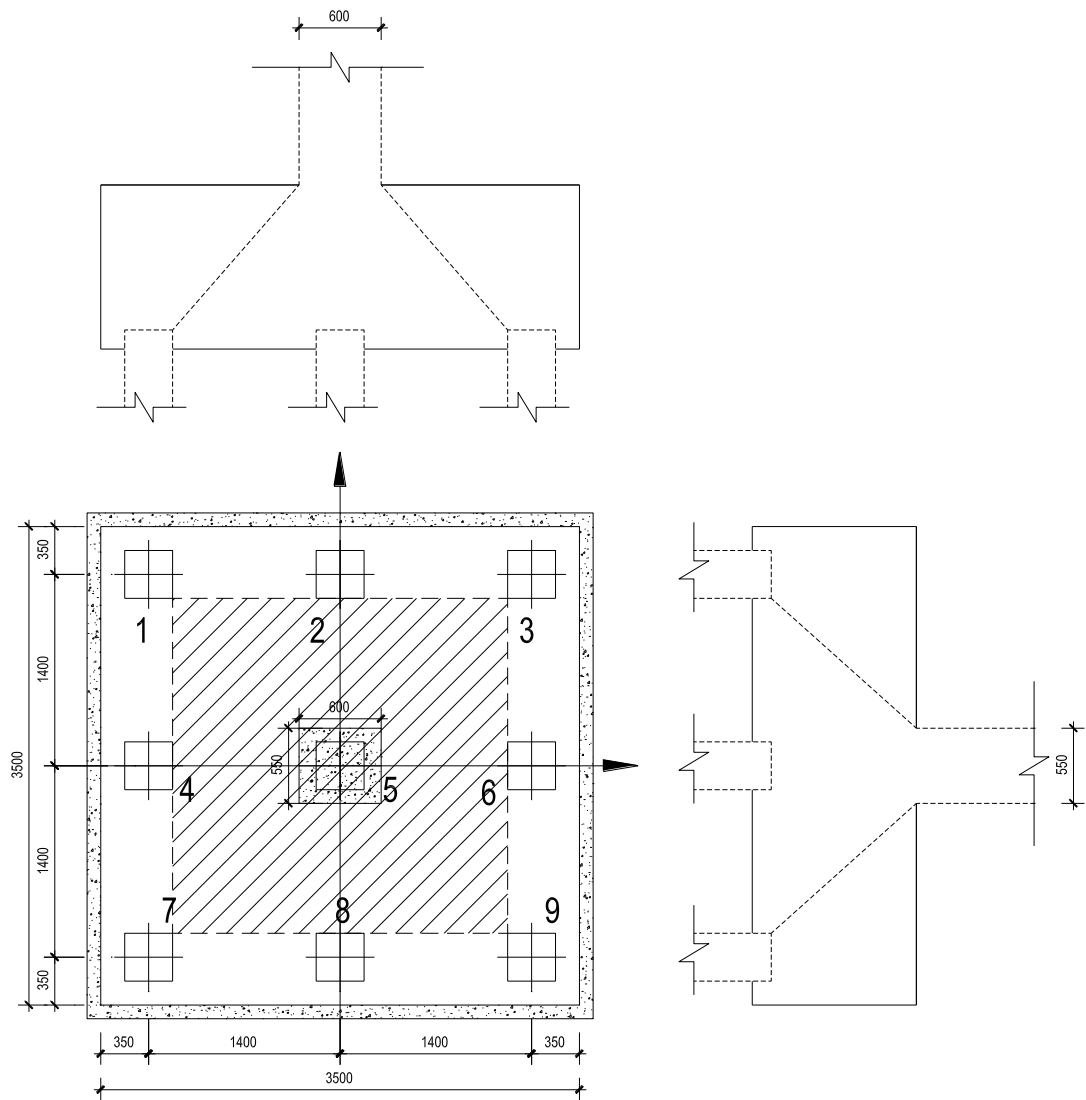
6.4.3.6. Kiểm tra điều kiện xuyên thủng

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



Hình 6.4 – Tháp xuyên thủng góc 45°

Ta thấy đáy lớn của tháp xuyên thủng 45° bao phủ một phần của cọc nên tháp xuyên thủng được xác định lại như sau. Chọn $h_0=1.1$



Hình 6.5 – Tháp xuyên thủng vẽ theo góc giới hạn

Trong trường hợp này lực chống xuyên thủng được nhân với một lượng $\frac{h_0}{c}$, 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:

$$P_{xt} = N^{tt} = 7853.98kN$$

$$P_{cx} = \alpha R_{bt} \left[\left(\frac{h_c + h_c + 2c_1}{2} \right) h_0 \times \frac{h_0}{c_1} + \left(\frac{b_c + b_c + 2c_2}{2} \right) h_0 \times \frac{h_0}{c_2} \right] \times 2$$

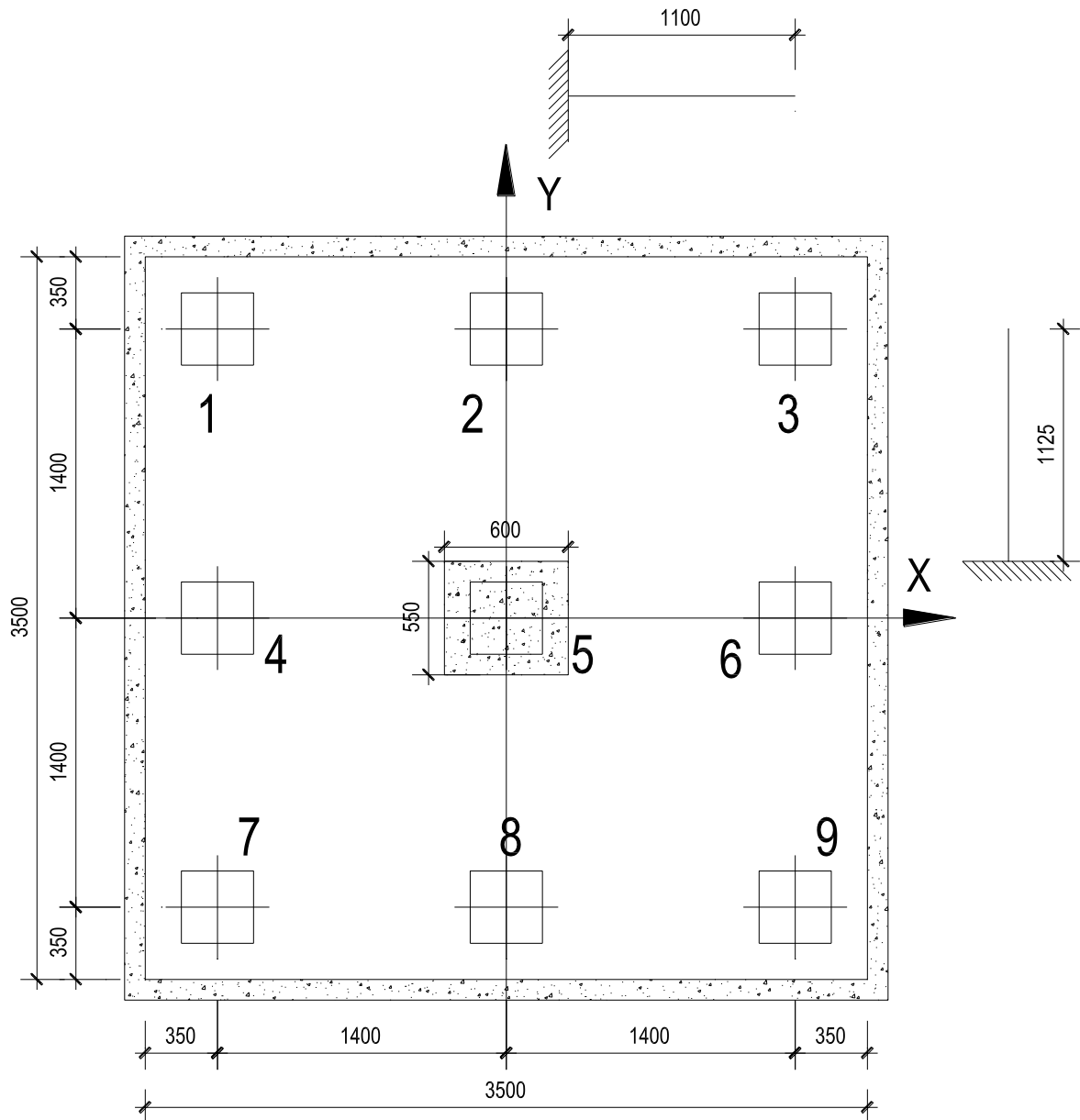
$$= 1 \times 1.05 \times 10^3 \times \left[\left(\frac{0.6 + 0.6 + 2 \times 0.925}{2} \right) \times 1.1 \times \frac{1.1}{0.925} + \left(\frac{0.55 + 0.55 + 2 \times 0.95}{2} \right) \times 1.1 \times \frac{1.1}{0.95} \right] \times 2$$

$$= 8201.32kN > P_{xt} = 7853.98kN$$

Vậy thỏa điều kiện chọc thủng.

6.4.3.7. Tính toán cốt thép cho đài cọc

Sơ đồ tính: Xem đài là bản consol một đầu ngàm vào mép cột, đầu còn lại tự do, giả thiết đài là tuyệt đối cứng.



Hình 6.6 – Sơ đồ tính đài móng

Tính thép theo phương X:

$$\sum P_{l_i} = P_{3l_3} + P_{6l_6} + P_{9l_9} = (920.3 + 892.25 + 864.26) \times 1.1 = 2944.414 \text{ kNm}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{2944.414}{0.9 \times 14500 \times 2.52 \times 1.1^2} = 0.074$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 0.077$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.077 \times 0.9 \times 14500 \times 3.5 \times 1.1}{280000} = 138.17 \text{ cm}^2$$

Chọn 20 ϕ 30 rải với khoảng cách a=170mm ($A_s=141.37 \text{ cm}^2$)

Tính thép đặt theo phương Y:

$$\sum P_{l_i} = P_{1l_1} + P_{2l_2} + P_{3l_3} = (881.07 + 900.65 + 920.23) \times 1.125 = 3039.695 \text{ kNm}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{3039.695}{0.9 \times 14500 \times 2.8 \times 1.1^2} = 0.069$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 0.071$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.071 \times 0.9 \times 14500 \times 3.5 \times 1.1}{280000} = 127.4 \text{ cm}^2$$

Chọn 26 ϕ 25 rải với khoảng cách a=130 mm ($A_s=127.63 \text{ cm}^2$).

6.4.3.8. Kiểm tra cọc chịu tải ngang

Ta kiểm tra cho trường hợp lực cắt lớn nhất theo từng phương. Do tiết diện cọc hình vuông nên chỉ cần kiểm tra với trường hợp lực cắt lớn nhất.

Lực cắt lớn nhất tại chân đài: $Q''_{\max} = 132.23 \text{ kN}$.

Lực cắt tác dụng 1 cọc: $Q'' = \frac{Q''_{\max}}{9} = 16.53 \text{ kN}$

Moment tại chân đài đã chuyển thành lực dọc trong cột, nên cọc không có moment tác dụng. Chỉ có lực ngang tác dụng ở đầu cọc (tương ứng đáy đài).

Moment quán tính tiết diện ngang của cọc: $I = \frac{d^4}{12} = 1.25 \times 10^{-3} \text{ (m}^4\text{)}$

Môđun đàn hồi bê tông B25: $E_b = 30 \times 10^3 \text{ (MPa)} = 3 \times 10^7 \text{ (kN / m}^2\text{)}$

Chiều rộng quy ước cọc: $b_c = 1.5d + 0.5 = 1.025 \text{ m}$ ($d < 0.8 \text{ m}$)

Hệ số nền $K = 5000 \text{ kN/m}^2$ (tra bảng G.1 TCXD 205:1998) [3]

Hệ số biến dạng: $\alpha_{bd} = \sqrt[5]{\frac{K b_c}{E_b I}} = \sqrt[5]{\frac{5000 \times 1.025}{3 \times 10^7 \times 1.25 \times 10^{-3}}} = 0.672$

Chiều dài cọc trong đất tính đôi: $l_2 = l_e = \alpha_{bd} \times l = 0.672 \times 26.3 = 17.674m$

Tra bảng G.2 TCXD 205:1998: $A_0 = 2.441, B_0 = 1.621, C_0 = 1.751$ [3]

Xác định chuyển vị ngang y_0 và góc xoay ψ_0 ở đầu cọc

Chuyển vị ngang của tiết diện cọc bởi lực đơn vị $H_0=1$ gây ra:

$$\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha_{bd}^3 \times E_b \times I} A_0 = \frac{1}{0.672^3 \times 3 \times 10^7 \times 1.25 \times 10^{-3}} \times 2.441 = 2.145 \times 10^{-4} (m / kN)$$

Chuyển vị ngang của tiết diện cọc bởi lực đơn vị $M_0=1$ gây ra:

$$\delta_{HM} = \frac{1}{\alpha_{bd}^2 \times E_b \times I} B_0 = \frac{1}{0.672^2 \times 3 \times 10^7 \times 1.25 \times 10^{-3}} \times 1.621 = 9.572 \times 10^{-5} (m / kN)$$

Góc xoay của tiết diện cọc bởi lực đơn vị $H_0=1$ gây ra:

$$\delta_{MH} = \delta_{HM} = 9.572 \times 10^{-5} (kN^{-1} \cdot m^{-1})$$

Moment uốn và lực cắt tại đầu cọc:

$$Q_0 = Q'' = 16.53kN; M_0 = M + Ql_0 = 0$$

Chuyển vị ngang và góc xoay của cọc tại cao trình mặt đất:

$$y_0 = Q_0 \times \delta_{HH} + M_0 \times \delta_{HM} = 16.53 \times 2.145 \times 10^{-4} = 3.546 \times 10^{-3} (m)$$

$$\psi_0 = Q_0 \times \delta_{MH} + M_0 \times \delta_{MM} = 16.53 \times 9.572 \times 10^{-5} = 1.582 \times 10^{-3} (rad)$$

Tính toán chuyển vị ngang và góc xoay của cọc ở mức đáy đài:

$$\Delta = y_0 + \psi_0 l_0 + \frac{Hl_0^3}{3E_b I} + \frac{Ml_0^2}{2E_b I}$$

$$\psi = \psi_0 + \frac{Hl_0^2}{2E_b I} + \frac{Ml_0}{E_b I}$$

Trong đó l_0 là chiều dài cọc từ đáy đài đến mặt đất, cọc đài thấp $l_0=0$.

$$\Delta = y_0 = 3.546 \times 10^{-3} (m), \psi = \psi_0 = 1.582 \times 10^{-3} (rad)$$

Áp lực $\sigma_z (kN / m^2)$, moment uốn $M_z (kNm)$, lực cắt Q_z trong các tiết diện cọc được tính theo công thức sau:

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha_{bd}} z_e \left(y_0 \times A_1 - \frac{\psi_0}{\alpha_{bd}} B_1 + \frac{M_0}{\alpha_{bd}^2 E_b I} C_1 + \frac{H_0}{\alpha_{bd}^2 E_b I} D_1 \right)$$

$$M_z = \alpha_{bd}^2 E_b I y_0 A_3 - \alpha_{bd} E_b I \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_{bd}} D_3$$

$$Q_z = \alpha_{bd}^3 E_b I y_0 A_4 - \alpha_{bd}^2 E_b I \psi_0 B_4 + \alpha_{bd} M C_4 + H_0 D_4$$

Trong đó: z_e là chiều sâu tính đối, $z_e = \alpha_{bd} z$ với $\alpha_{bd} = 0.686$

$A_1, A_3, A_4, B_1, B_2, B_3, C_1, C_3, C_4, D_1, D_3, D_4$ tra bảng G.3 TCXD 205:1998 [3]

Bảng 6.13 – Moment dọc theo thân cọc:

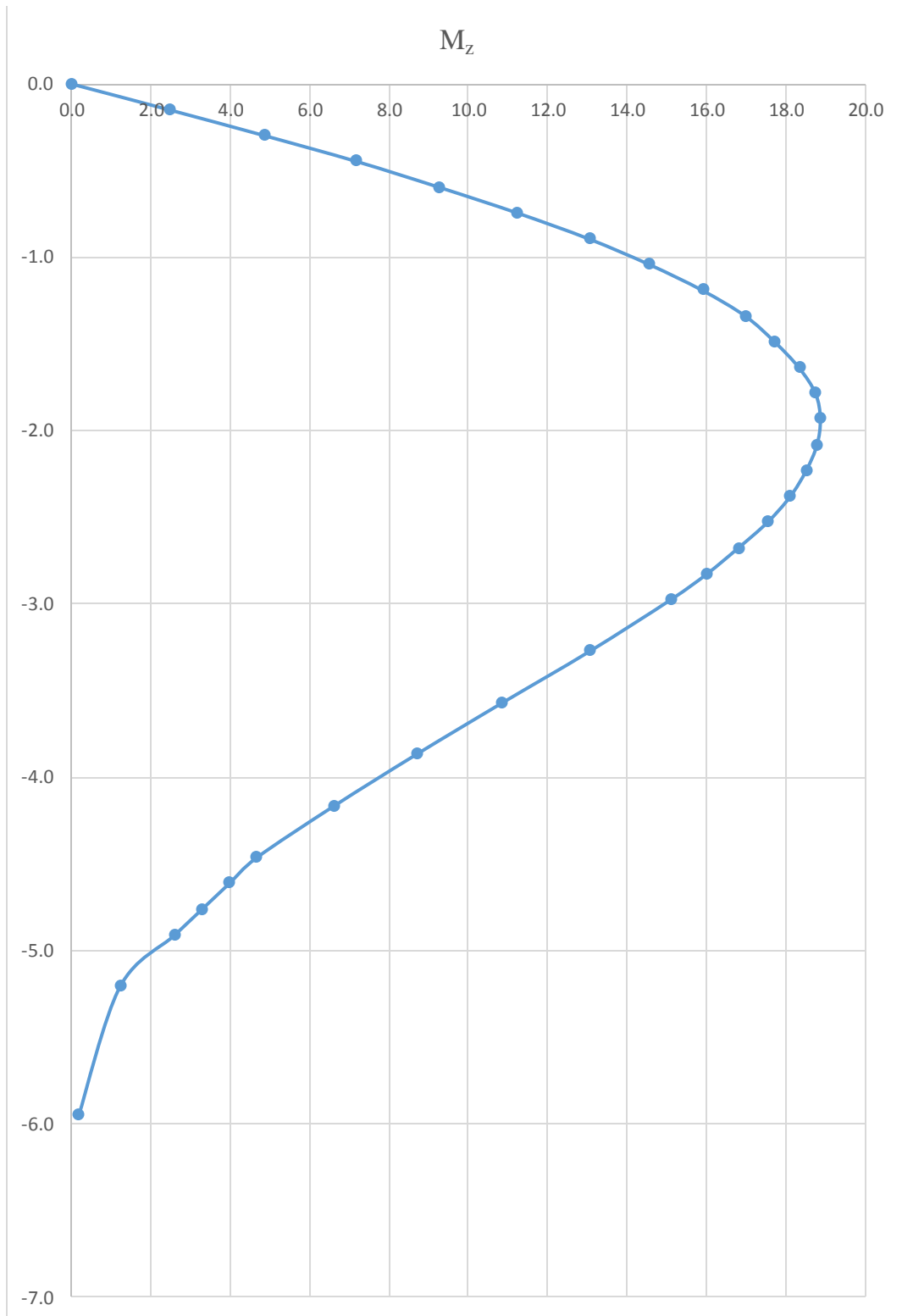
z	z_e	A3	B3	C3	D3	Mz (kNm)
0.0	0.0	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
0.1	0.1	0.000	0.000	1.000	0.100	2.460
0.3	0.2	-0.001	0.000	1.000	0.200	4.860
0.4	0.3	-0.004	-0.001	1.000	0.300	7.179
0.6	0.4	-0.011	-0.002	1.000	0.400	9.258
0.7	0.5	-0.021	-0.005	0.999	0.500	11.237
0.9	0.6	-0.036	-0.011	0.998	0.600	13.035
1.0	0.7	-0.057	-0.020	0.996	0.699	14.568
1.2	0.8	-0.085	-0.034	0.992	0.799	15.904
1.3	0.9	-0.121	-0.055	0.985	0.897	16.989
1.5	1.0	-0.167	-0.083	0.975	0.994	17.728
1.6	1.1	-0.222	-0.122	0.960	1.090	18.341
1.8	1.2	-0.287	-0.173	0.938	1.183	18.758
1.9	1.3	-0.365	-0.238	0.907	1.273	18.879
2.1	1.4	-0.455	-0.319	0.866	1.358	18.793
2.2	1.5	-0.559	-0.420	0.811	1.437	18.517
2.4	1.6	-0.676	-0.543	0.739	1.507	18.116
2.5	1.7	-0.808	-0.691	0.646	1.566	17.540
2.7	1.8	-0.956	-0.867	0.530	1.612	16.800
2.8	1.9	-1.118	-1.074	0.385	1.640	16.012
3.0	2.0	-1.295	-1.314	0.207	1.646	15.099
3.3	2.2	-1.693	-1.906	-0.271	1.575	13.053
3.6	2.4	-2.141	-2.663	-0.941	1.352	10.846
3.9	2.6	-2.621	-3.600	-1.877	0.917	8.680
4.2	2.8	-3.103	-4.718	-3.408	0.197	6.603
4.5	3.0	-3.541	-6.000	-4.688	-0.891	4.658
4.6	3.1	-3.617	-6.709	-5.818	-1.884	3.969
4.8	3.2	-3.692	-7.418	-6.949	-2.876	3.280
4.9	3.3	-3.768	-8.126	-8.079	-3.869	2.591
5.2	3.5	-3.919	-9.544	-10.340	-5.854	1.214
6.0	4.0	-1.614	-11.730	-17.910	-15.070	0.173

Bảng 6.14 – Lực cắt dọc theo trục

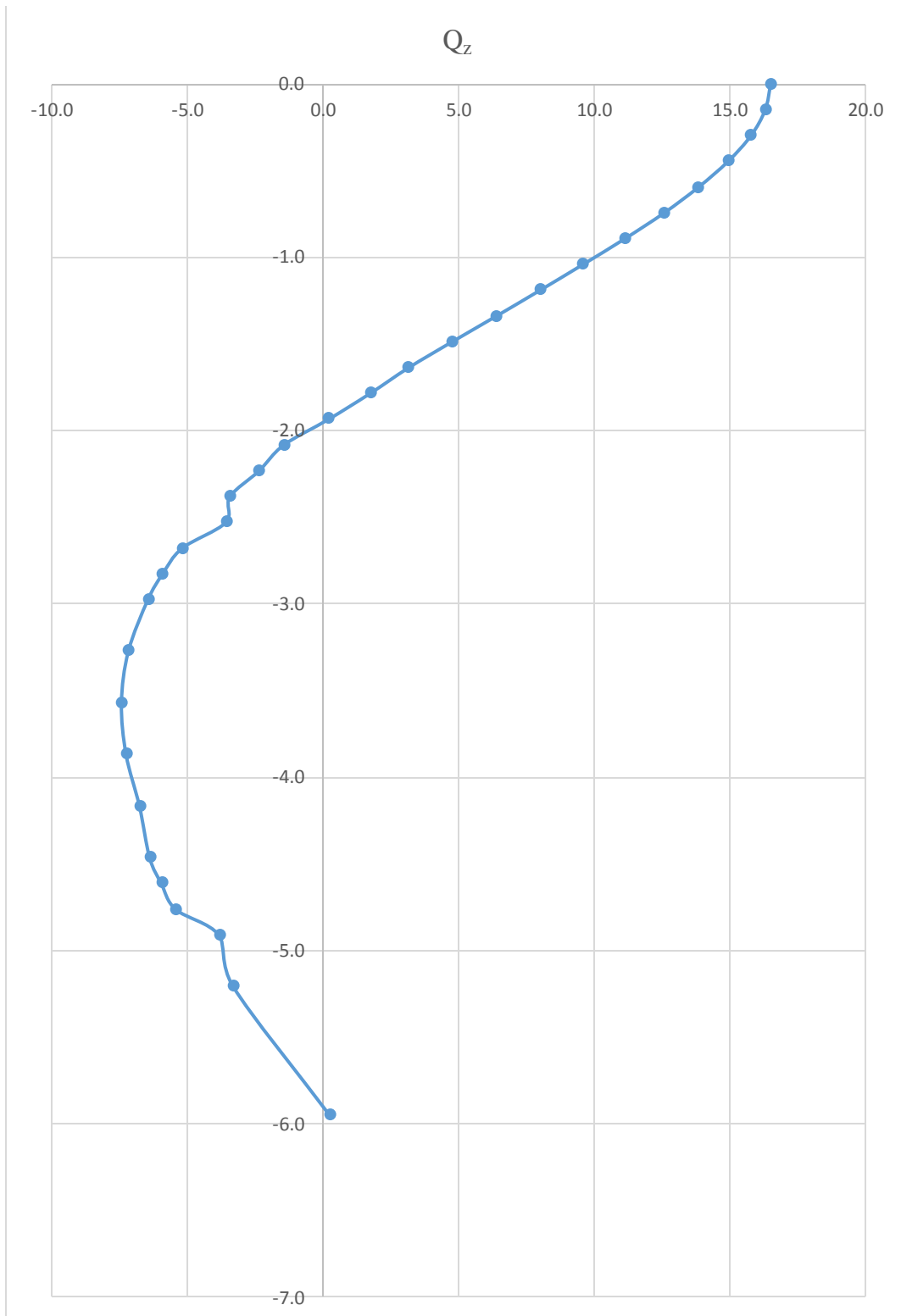
z	z_c	A4	B4	C4	D4	Q_z (kNm)
0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	1.000	16.530
0.1	0.1	-0.005	0.000	0.000	1.000	16.328
0.3	0.2	-0.020	-0.003	0.000	1.000	15.803
0.4	0.3	-0.045	-0.009	-0.001	1.000	14.955
0.6	0.4	-0.080	-0.021	-0.003	1.000	13.863
0.7	0.5	-0.125	-0.042	-0.008	0.999	12.593
0.9	0.6	-0.180	-0.072	-0.016	0.997	11.144
1.0	0.7	-0.245	-0.114	-0.030	0.994	9.596
1.2	0.8	-0.320	-0.171	-0.051	0.989	8.013
1.3	0.9	-0.404	-0.243	-0.082	0.980	6.403
1.5	1.0	-0.499	-0.333	-0.125	0.967	4.765
1.6	1.1	-0.603	-0.443	-0.183	0.946	3.167
1.8	1.2	-0.714	-0.575	-0.259	0.917	1.745
1.9	1.3	-0.838	-0.730	-0.356	0.876	0.215
2.1	1.4	-0.976	-0.91	-0.479	0.821	-1.441
2.2	1.5	-1.105	-1.116	-0.630	0.747	-2.351
2.4	1.6	-1.248	-1.350	-0.815	0.652	-3.422
2.5	1.7	-1.396	-1.643	-1.036	0.529	-3.577
2.7	1.8	-1.547	-1.906	-1.299	0.374	-5.187
2.8	1.9	-1.699	-2.227	-1.608	0.181	-5.910
3.0	2.0	-1.848	-2.578	-1.966	-0.057	-6.452
3.3	2.2	-2.125	-3.36	-2.849	-0.692	-7.172
3.6	2.4	-2.339	-4.228	-3.973	-1.592	-7.425
3.9	2.6	-2.437	-5.140	-5.355	-2.821	-7.254
4.2	2.8	-2.346	-6.023	-6.990	-4.445	-6.759
4.3	2.9	-2.158	-6.394	-7.915	-5.483	-6.384
4.5	3.0	-1.969	-6.765	-8.840	-6.520	-5.953
4.6	3.1	-1.360	-6.770	-9.810	-7.982	-5.422
5.1	3.4	0.465	-6.784	-12.720	-12.368	-3.829
5.2	3.5	1.074	-6.789	-13.690	-13.830	-3.298
6.0	4.0	9.244	-0.358	-15.610	-23.140	0.271

Bảng 6.15 – Bảng giá trị áp lực ngang

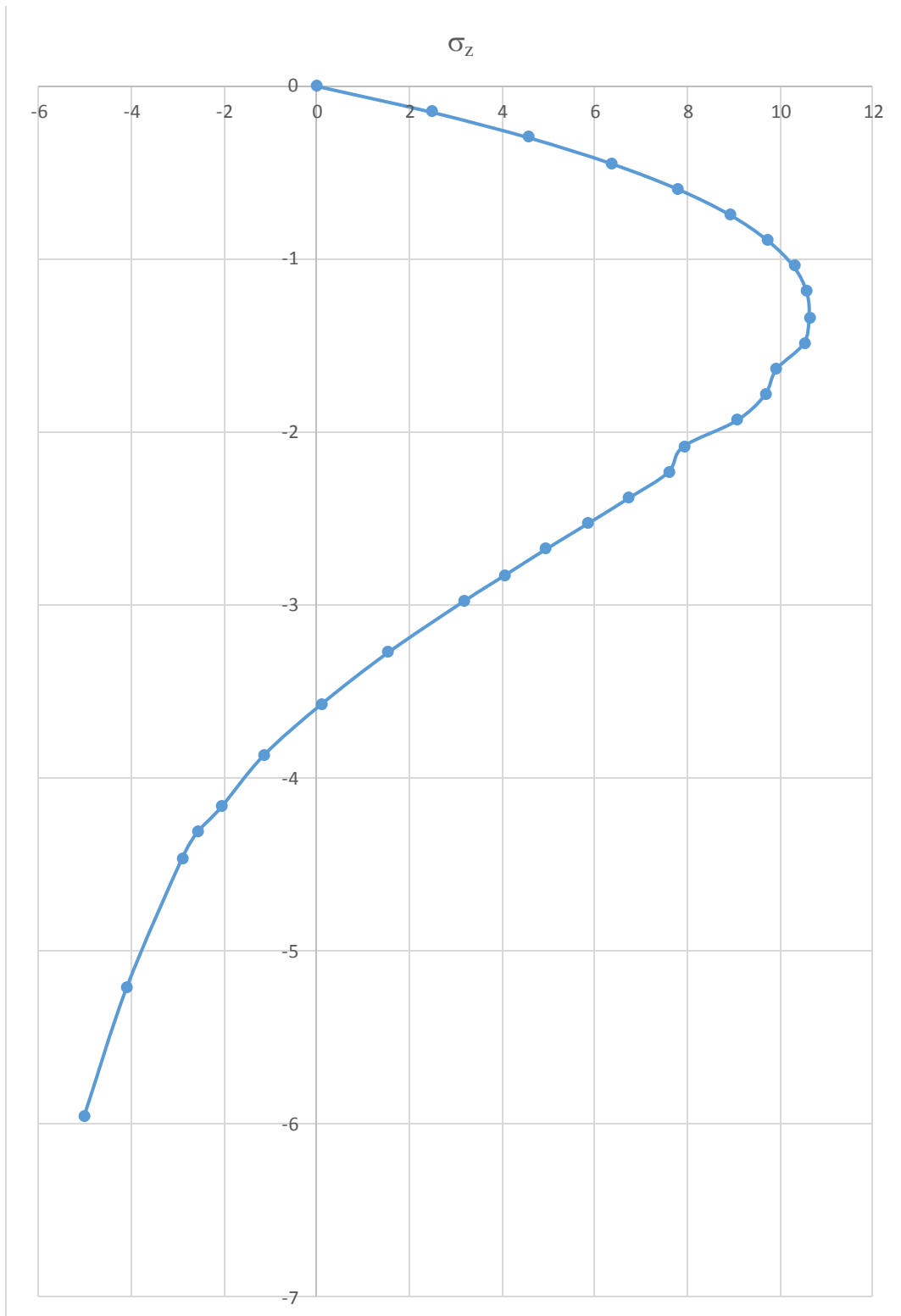
z	z_e	A1	B1	C1	D1	σ_z (kNm)
0.0	0.0	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.1	0.1	1.000	0.100	0.005	0.000	2.463
0.3	0.2	1.000	0.200	0.020	0.001	4.578
0.4	0.3	1.000	0.300	0.045	0.004	6.352
0.6	0.4	1.000	0.400	0.080	0.011	7.799
0.7	0.5	1.000	0.500	0.125	0.021	8.926
0.9	0.6	0.999	0.600	0.180	0.036	9.742
1.0	0.7	0.999	0.700	0.245	0.057	10.298
1.2	0.8	0.997	0.799	0.320	0.085	10.582
1.3	0.9	0.995	0.899	0.405	0.121	10.631
1.5	1.0	0.992	0.997	0.499	0.167	10.513
1.6	1.1	0.978	1.095	0.604	0.222	9.924
1.8	1.2	0.979	1.192	0.718	0.288	9.674
1.9	1.3	0.969	1.287	0.841	0.365	9.056
2.1	1.4	0.955	1.397	0.974	0.456	7.914
2.2	1.5	0.937	1.468	1.115	0.560	7.587
2.4	1.6	0.913	1.553	1.264	0.678	6.737
2.5	1.7	0.882	1.633	1.421	0.812	5.846
2.7	1.8	0.843	1.706	1.548	0.961	4.934
2.8	1.9	0.795	1.770	1.752	1.126	4.059
3.0	2.0	0.735	1.823	1.924	1.308	3.182
3.3	2.2	0.575	1.887	2.272	1.72	1.539
3.6	2.4	0.347	1.874	2.609	2.195	0.103
3.9	2.6	0.033	1.755	2.907	2.724	-1.150
4.2	2.8	-0.385	1.490	3.128	3.288	-2.060
4.3	2.9	-0.657	1.265	3.177	3.573	-2.587
4.5	3.0	-0.928	1.037	3.225	3.858	-2.909
5.2	3.5	-2.928	-1.272	2.463	4.980	-4.100
6.0	4.0	-5.854	-5.941	-0.927	4.548	-5.021



Hình 6.7 – Biểu đồ moment dọc theo thân cọc:



Hình 6.8 – Biểu đồ lực cắt dọc theo cọc:



Hình 6.9 – Biểu đồ áp lực ngang:

Kiểm tra ổn định nền đất quanh cọc:

$$\sigma_z \leq [\sigma_z] = \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_1} (\sigma'_v \operatorname{tg} \varphi_1 + \xi c_1)$$

Tại độ sâu $z = 1.3\text{m}$ so với đáy đài hay 5m (ở lớp đất thứ 3) $\sigma_{z\max} = 10.631\text{kN/m}^2$;

$\sigma'_v = 34.662\text{kN/m}^3$. Lớp 3 có $c_1 = 2.56\text{kN/m}^2$, $\varphi = 14^\circ$

$$\begin{aligned} \sigma_z \leq [\sigma_z] &= \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_1} (\sigma'_v \operatorname{tg} \varphi_1 + \xi c_1) = 1 \times 0.7 \times \frac{4}{\cos(14^\circ)} \times (34.662 \times \operatorname{tg}(14^\circ) + 0.3 \times 2.56) \\ &= 27.155\text{kN/m}^2 > \sigma_{z\max} \end{aligned}$$

Vậy thỏa điều kiện ổn định nền đất quanh cọc

6.4.4. Thiết kế móng M2 (Tại cột C7 và C10 khung trục 2)

Khoảng cách giữa 2 cột C7 và C10 $L=1.65m$ nên thiết kế móng đôi M2

6.4.4.1. Tìm tâm ảo cho móng M2

Gọi a là khoảng cách từ tim cột C7 đến tâm ảo.

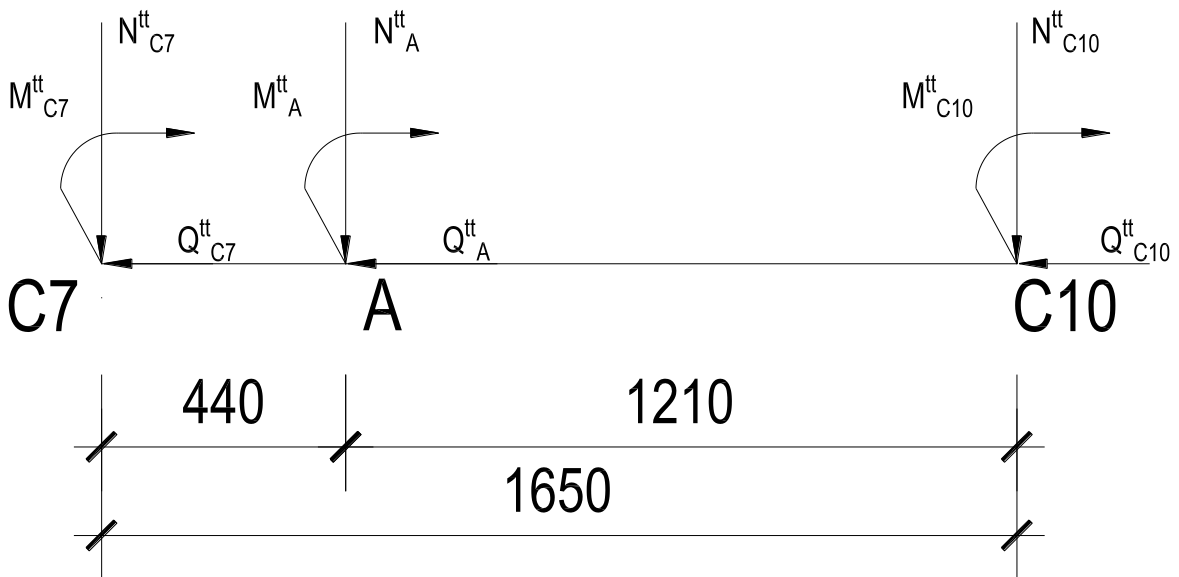
Gọi b là khoảng cách từ tim cột C10 đến tâm ảo

$$L = a + b$$

$$N_{C7}^{tt} \times a = N_{C10}^{tt} \times b$$

$$a = \frac{L \times N_{C10}^{tt}}{N_{C7}^{tt} + N_{C10}^{tt}} = \frac{1.65 \times 1784.55}{4858.34 + 1784.55} = 0.44m$$

$$b = L - a = 1.65 - 0.44 = 1.21m$$



Hình 6.10 – Sơ đồ xác định tâm ảo móng M2

6.4.4.2. Tải trọng tác dụng

Tổ hợp nội lực tại điểm A tại cao trình $-2.5m$ so với mặt đất tự nhiên cao trình $-0.5m$ như sau:

* **Tổ hợp** $N_{max}, M_{xu}, M_{yu}, Q_{xu}, Q_{yu}$

$$N_A^{tt} = N_B^{tt} + N_C^{tt} = 1784.55 + 4858.34 = 6642.89(KN)$$

$$M_x^{tt} = M_{C7}^{tx} + M_{C10}^{tx} - N_{C7}^{tx} \times a + N_{C10}^{tx} \times b =$$

$$36.419 - 2.423 - 4858.34 \times 0.44 + 1784.55 \times 1.21 = 55.63(KN.m)$$

$$Q_A^{tx} = Q_{C7}^{tx} + Q_{C10}^{tx} = 35.31 - 2.78 = 32.53(KN)$$

$$Q_A^{ty} = Q_{C7}^{ty} + Q_{C10}^{ty} = -65.19 + 0.58 = -64.61(KN)$$

Bảng 6.16 – Bảng tổ hợp nội tại tâm ảo

Vị trí cột	Tổ hợp	N	Q _x	Q _y	M _y	M _x
C7 và C10	N _{max} , M _x , M _y , Q _x , Q _y	-6642.89	32.53	-64.61	-55.75	55.63
	N, M _{xmax} , M _y , Q _x , Q _y	-5000.22	62.41	-62.19	-59.77	90.06
	N, M _x , M _y max, Q _x , Q _y	-5775.42	32.21	-113.70	-155.84	-67.80
	N, M _x , M _y , Q _x , Q _y max	-5775.42	32.21	-113.70	-155.84	-67.80
	N, M _x , M _y , Q _x max, Q _y	-6011.26	102.57	-77.28	-74.86	288.43

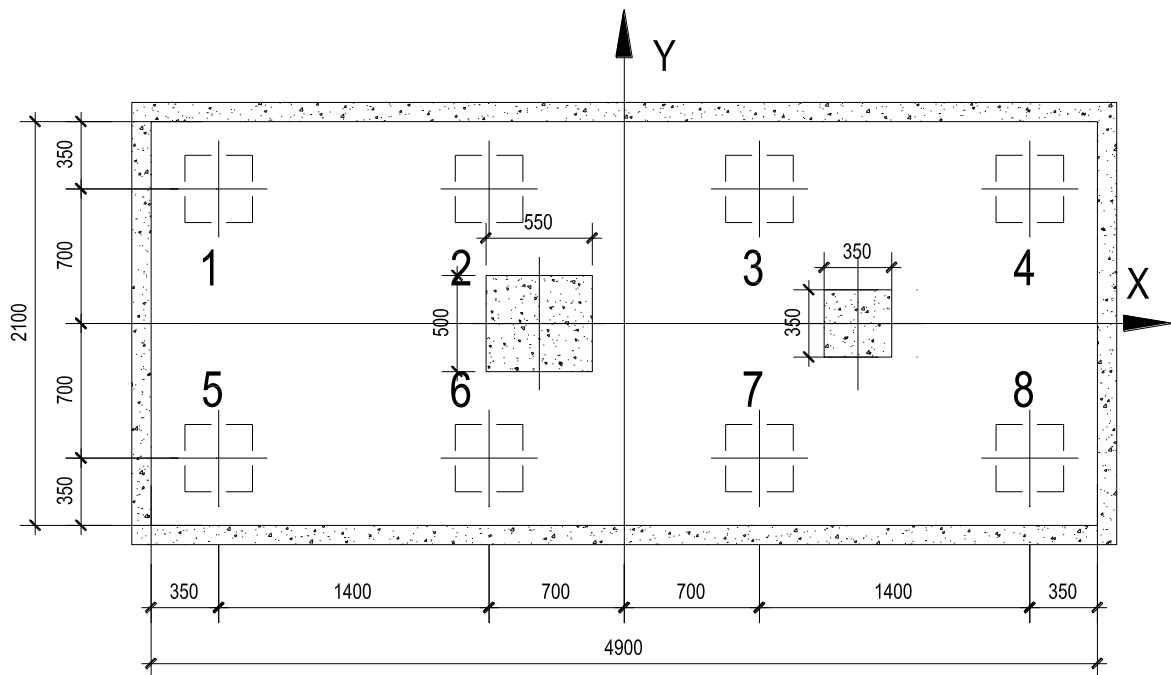
6.4.4.3. Xác định số lượng cọc trong đài

$$n_c = \frac{N''}{Q_{aTK}} \beta = \frac{6642.89}{1110} \times 1.3 = 7.78$$

Vậy chọn **n_c=8 cọc**

6.4.4.4. Bố trí cọc trong đài

- Chọn khoảng cách giữa 2 tâm cọc là 4d=1.4m
- Khoảng cách giữa các mép cọc tới mép ngoài của đài chọn là d/2=0.175m
- Mặt bằng bố trí cọc như hình:



Hình 6.11 – Mặt bằng bố trí cọc móng M2

6.4.4.5. Kiểm tra cọc làm việc theo nhóm

Mục 3.9.9 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. [3]

Hệ số nhóm xác định theo công thức Converse – Labarre

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

$$= 1 - \operatorname{arctg} \left(\frac{0.35}{1.4} \right) \left[\frac{(2 - 1) \times 4 + (4 - 1) \times 2}{90 \times 4 \times 2} \right] = 0.805$$

Trong đó: n_1 : số hàng cọc trong nhóm cọc $n_1 = 2$

n_2 : số cọc trong một hàng $n_2 = 4$

s : khoảng cách 2 cọc tính từ tâm, thiên về an toàn lấy $s = 4d = 1400mm$

Sức chịu tải của nhóm cọc:

$$Q_{n\text{hom}} = \eta \times n_c \times Q_{atk} = 0.805 \times 8 \times 1110 = 7148.4kN > N'' = 6642.89kN$$

Vậy thỏa điều kiện sức chịu tải của nhóm cọc.

6.4.4.6. 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 $h_d = 1.2m$

Trọng lượng tính toán của đài:

$$N_d = n \times \gamma_{bt} \times F_d \times h_d = 1.1 \times 25 \times 4.9 \times 2.1 \times 1.2 = 339.57kN$$

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

* **Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp** $N_{\max}, M_{xtu}, M_{ytu}, Q_{xtu}, Q_{ytu}$

$$\sum N'' = N''_0 + N_d = 6642.89 + 339.57 = 6982.46kN$$

$$\sum M_x'' = M_x'' + Q_y'' \times h + N'' \times e_y = 55.63 + 64.61 \times 1.2 = 133.164kNm$$

$$\sum M_y'' = M_y'' + Q_x'' \times h + N'' \times e_x = 55.753 + 32.53 \times 1.2 = 94.789kNm$$

Trong đó: e_y, e_x là độ lệch tâm của lực N'' so với trọng tâm nhóm cọc theo phương x, y .

Tải trọng tác dụng lên cọc:

$$P_i'' = \frac{\sum N''}{n} + \frac{\sum M_y'' \times x_i}{\sum x_i^2} + \frac{\sum M_x'' \times y_i}{\sum y_i^2}$$

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.
- M_x'' : tổng moment tính toán đáy đài quay quanh trục x tại trọng tâm nhóm cọc.
- M_y'' : tổng moment tính toán đáy đài quay quanh trục y tại trọng tâm nhóm cọc

Bảng 6.17 – Phản lực đầu cọc trường hợp N_{\max}

Cọc	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	Tổng x_i^2	Tổng y_i^2	P_i
	m	m					kN
1	-2.10	0.70	4.41	0.49	19.60	3.92	886.43
2	-0.70	0.70	0.49	0.49			893.20
3	0.70	0.70	0.49	0.49			899.97
4	2.10	0.70	4.41	0.49			906.74
5	-2.10	-0.70	4.41	0.49			838.87
6	-0.70	-0.70	0.49	0.49			845.64
7	0.70	-0.70	0.49	0.49			852.41
8	2.10	-0.70	4.41	0.49			859.18

Vậy tải trọng tác dụng lên cọc đều thỏa $\begin{cases} P_{\max} = 906.74 \text{ kN} \leq [Q_a] = 1110 \text{ kN} \\ P_{\min} = 838.87 \text{ kN} \geq 0 \end{cases}$

* Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp $N_{tt}, M_{x \max}, M_{y \max}, Q_{xtu}, Q_{ytu}$

$$\sum N'' = N_0'' + N_d'' = 5000.22 + 339.57 = 5339.79 \text{ kN}$$

$$\sum M_x'' = M_x'' + Q_y'' \times h + N'' \times e_y = 90.06 + 62.19 \times 1.2 = 164.685 \text{ kNm}$$

$$\sum M_y'' = M_y'' + Q_x'' \times h + N'' \times e_x = 59.774 + 62.41 \times 1.2 = 134.666 \text{ kNm}$$

Bảng 6.18 – Phản lực đầu cọc trường hợp M_{xmax}

Cọc	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	Tổng x_i^2	Tổng y_i^2	P_i
	m	m					kN
1	-2.10	0.70	4.41	0.49	19.60	3.92	682.45
2	-0.70	0.70	0.49	0.49			692.07
3	0.70	0.70	0.49	0.49			701.69
4	2.10	0.70	4.41	0.49			711.31
5	-2.10	-0.70	4.41	0.49			623.64
6	-0.70	-0.70	0.49	0.49			633.26
7	0.70	-0.70	0.49	0.49			642.88
8	2.10	-0.70	4.41	0.49			652.49

Vậy tải trọng tác dụng lên cọc đều thỏa $\begin{cases} P_{max} = 711.31 kN \leq [Q_a] = 1110 kN \\ P_{min} = 623.64 kN \geq 0 \end{cases}$

* Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp $N_{tt}, M_{xtt}, M_{ytt}, Q_{xtt}, Q_{ytt}$

$$\sum N_{tt} = N_{tt} + N_d = 5775.42 + 339.57 = 6114.99 kN$$

$$\sum M_x^{tt} = M_x^{tt} + Q_y^{tt} \times h + N^{tt} \times e_y = 67.8 + 113.7 \times 1.2 = 204.236 kNm$$

$$\sum M_y^{tt} = M_y^{tt} + Q_x^{tt} \times h + N^{tt} \times e_x = 155.84 + 32.21 \times 1.2 = 194.492 kNm$$

Bảng 6.19 – Phản lực đầu cọc trường hợp M_{ymax}

Cọc	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	Tổng x_i^2	Tổng y_i^2	P_i
	m	m					kN
1	-1.40	1.40	1.96	1.96	11.76	11.76	765.53
2	0.00	1.40	0.00	1.96			788.69
3	1.40	1.40	1.96	1.96			811.84
4	-1.40	0.00	1.96	0.00			741.22
5	0.00	0.00	0.00	0.00			764.37
6	1.40	0.00	1.96	0.00			787.53
7	-1.40	-1.40	1.96	1.96			716.91
8	0.00	-1.40	0.00	1.96			740.06
9	1.40	-1.40	1.96	1.96			763.21

Vậy tải trọng tác dụng lên cọc đều thỏa $\begin{cases} P_{max} = 811.84 kN \leq [Q_a] = 1110 kN \\ P_{min} = 716.91 kN \geq 0 \end{cases}$

* Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp $N_{tt}, M_{xtt}, M_{ytt}, Q_{xtt}, Q_{ytt}$

$$\sum N_{tt} = N_{tt} + N_d = 6011.26 + 339.59 = 6350.83 kN$$

$$\sum M_x^{tt} = M_x^{tt} + Q_y^{tt} \times h + N^{tt} \times e_y = 288.43 + 77.28 \times 1.2 = 381.169 kNm$$

$$\sum M_y'' = M_y'' + Q_x'' \times h + N'' \times e_x = 74.857 + 102.57 \times 1.2 = 197.941 \text{ kNm}$$

Bảng 6.20 – Phản lực đầu cọc trường hợp $Q_{y\max}$

Cọc	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	Tổng x_i^2	Tổng y_i^2	P_i
	m	m					kN
1	-1.40	1.40	1.96	1.96	11.76	11.76	815.67
2	0.00	1.40	0.00	1.96			839.23
3	1.40	1.40	1.96	1.96			862.80
4	-1.40	0.00	1.96	0.00			770.29
5	0.00	0.00	0.00	0.00			793.85
6	1.40	0.00	1.96	0.00			817.42
7	-1.40	-1.40	1.96	1.96			724.91
8	0.00	-1.40	0.00	1.96			748.48
9	1.40	-1.40	1.96	1.96			772.04

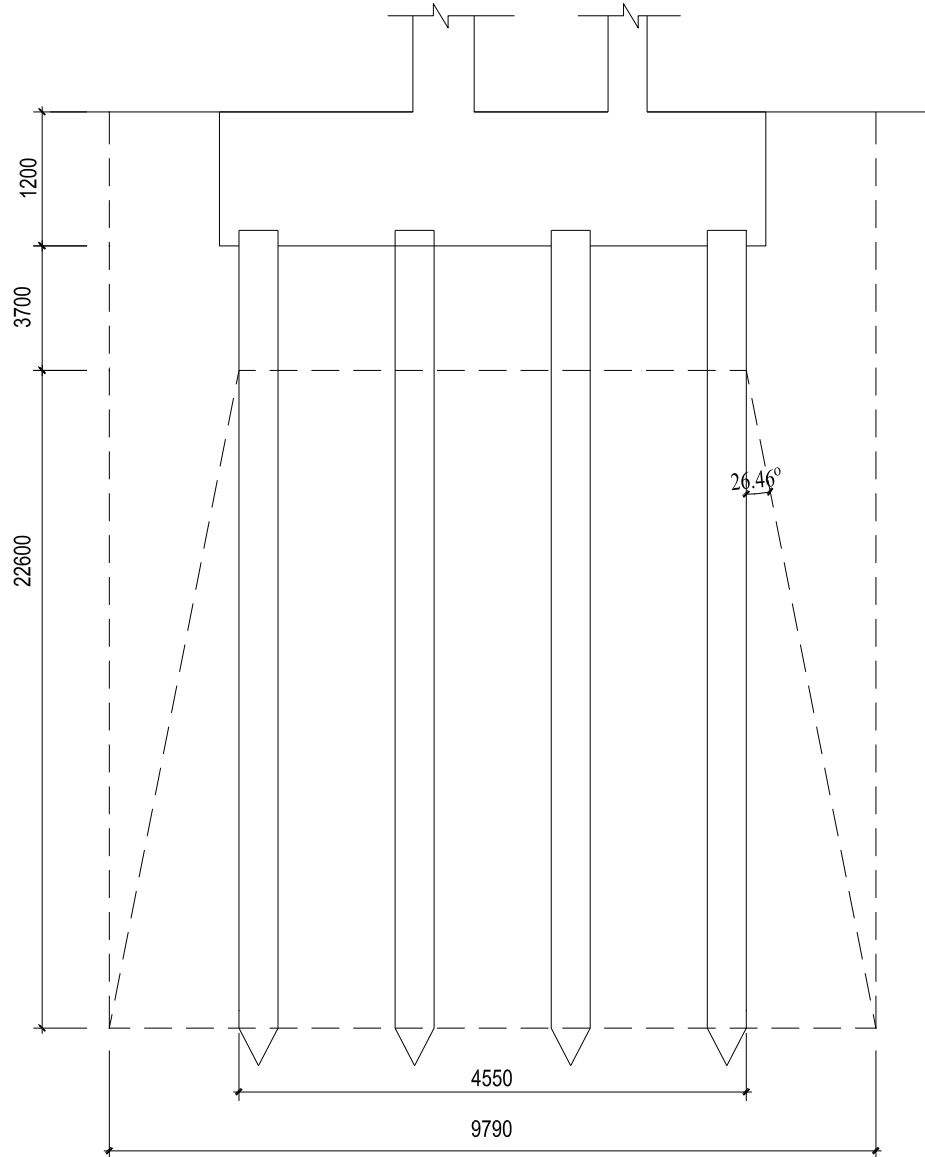
Vậy tải trọng tác dụng lên cọc đều thỏa $\begin{cases} P_{\max} = 862.8 \text{ kN} \leq [Q_a] = 1110 \text{ kN} \\ P_{\min} = 724.91 \text{ kN} \geq 0 \end{cases}$

6.4.4.7. Kiểm tra nền dưới đáy khối móng quy ước với tổ hợp

$$N_{max}, M_{xtu}, M_{ytu}, Q_{xtu}, Q_{yту}$$

*** 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 tựa vào lớp đất cứng được xác định như sau:



Hình 6.12 – 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:

$$\varphi_{tb} = \frac{13.75 \times 3.2 + 26.52 \times 5.8 + 29.42 \times 13.6}{22.6} = 26.46^\circ$$

Chiều dài móng quy ước theo phương x:

$$L_{qu} = L_1 + 2L_{tb} \tan \frac{\varphi_{tb}}{4} = 4.55 + 2 \times 22.6 \times \tan \left(\frac{26.46}{4} \right) = 9.79m$$

$$B_{qu} = B_1 + 2L_{tb} \tan \frac{\varphi_{tb}}{4} = 1.75 + 2 \times 22.6 \times \tan \left(\frac{26.46}{4} \right) = 6.99m$$

Moment chống uốn của móng khối quy ước:

$$W_x = \frac{L_{qu} \times B_{qu}^2}{6} = \frac{9.79 \times 6.99^2}{6} = 79.723m^3$$

$$W_y = \frac{L_{qu}^2 \times B_{qu}}{6} = \frac{9.79^2 \times 6.99}{6} = 111.658m^3$$

Chiều cao khối móng quy ước: $H_{qu} = L_{tb} + L_1 + D_f = 22.6 + 7.4 = 30m$

Diện tích móng khối quy ước: $A_{qu} = B_{qu} \times L_{qu} = 6.99 \times 9.79 = 68.432m^2$

Khối lượng đất trong móng quy ước:

$$\begin{aligned} Q_d &= A_{qu} \sum H_i \gamma_i = 68.432 \times (0.8 \times 9.26 + 1.9 \times 10.04 + 2.2 \times 9.8 \\ &\quad + 3.2 \times 9.87 + 5.8 \times 9.29 + 13.6 \times 9.88) \\ &= 68.432 \times 267.878 = 18331.427kN \end{aligned}$$

Khối lượng đất bị cọc, đài chiếm chỗ:

$$Q_{dc} = nA_p \sum H_i \gamma_i + \gamma V_{đài} = 8 \times (0.35 \times 0.35) \times 267.878 + 10.04 \times 1.2 \times 2.1 \times 4.9 = 386.494kN$$

Khối lượng cọc và đài bê tông:

$$Q_c = nA_p \gamma_{bt} L_c + W_{đài} = 8 \times 0.35 \times 0.35 \times 25 \times 26.3 + 25 \times 2.1 \times 4.9 \times 1.2 = 953.05kN$$

Khối lượng tổng trên móng quy ước:

$$Q_{qu} = Q_d + Q_c - Q_{dc} = 18331.427 + 953.05 - 386.494 = 18897.983kN$$

Tải trọng quy về đáy móng khối quy ước:

$$N_{qu}^{tc} = \frac{N_{đài}^{tt}}{1.15} + Q_{qu} = \frac{6642.89}{1.15} + 18897.983 = 24674.409kN$$

$$\sum M_{xqu}^{tc} = \frac{M_x^{tt}}{1.15} = \frac{55.63}{1.15} = 48.374kNm$$

$$\sum M_{yqu}^{tc} = \frac{M_y^{tt}}{1.15} = \frac{55.753}{1.15} = 48.481kNm$$

Ứng suất dưới đáy móng khối quy ước:

$$p_{tb}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} = \frac{24674.409}{68.432} = 360.568 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$p_{\max-\min}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} \pm \frac{\sum M_{xqu}^{tc}}{W_x} \pm \frac{\sum M_{yqu}^{tc}}{W_y}$$

$$p_{\max}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} + \frac{\sum M_{xqu}^{tc}}{W_x} + \frac{\sum M_{yqu}^{tc}}{W_y} = \frac{24674.409}{68.432} + \frac{48.374}{79.723} + \frac{48.481}{111.658} = 361.609 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$p_{\min}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} - \frac{\sum M_{xqu}^{tc}}{W_x} - \frac{\sum M_{yqu}^{tc}}{W_y} = \frac{24674.409}{68.432} - \frac{48.374}{79.723} - \frac{48.481}{111.658} = 359.527 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Xác định sức chịu tải của đất nền theo trạng thái giới hạn II (Theo QPXD 45-70):

$$R^{tc} = m(AB_{qu}\gamma'_I + B\sigma'_{vp} + Dc_I)$$

Với $m=0.8$ là hệ số điều kiện làm việc

$$\sigma'_{vp} = D_f \gamma'_I = 267.878 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Mũi cọc tại lớp đất 6b có: $\varphi = 29.42^\circ$, $c = 2.6 \text{ kN} / \text{m}^2$, $\gamma' = 9.88 \text{ kN} / \text{m}^3$

Ta có :

$$A = \frac{0.25\pi}{\cot \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} = 1.0994; B = 1 + \frac{\pi}{\cot \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} = 5.3977; D = \frac{\pi \cot \varphi}{\cot \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} = 7.7867$$

$$R^{tc} = m(AB_{qu}\gamma'_I + B\sigma'_{vp} + Dc_I) = 1 \times (1.0994 \times 6.99 \times 9.88 + 5.3977 \times 267.878 + 7.7867 \times 2.6) = 1542.096 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Điều kiện ổn định đất nền được thỏa mãn:

$$\begin{cases} p_{tb}^{tc} = 360.568 \text{ kN} / \text{m}^2 \leq R^{tc} = 1542.096 \text{ kN} / \text{m}^2 \\ p_{\max}^{tc} = 361.609 \text{ kN} / \text{m}^2 \leq 1.2R^{tc} = 1850.516 \text{ kN} / \text{m}^2 \\ p_{\min}^{tc} = 359.527 \text{ kN} / \text{m}^2 > 0 \end{cases}$$

Tính độ lún móng khối quy ước theo phương pháp tổng phân tổ qua các bước sau:

Áp lực gây lún.

$$p_{gl} = p_{tb}^{tc} - \sum \gamma'_i h_i = 360.568 - 267.878 = 92.69 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Chia lớp phân tổ: đất nền được chia thành các lớp đồng nhất với chiều dày thỏa điều kiện:

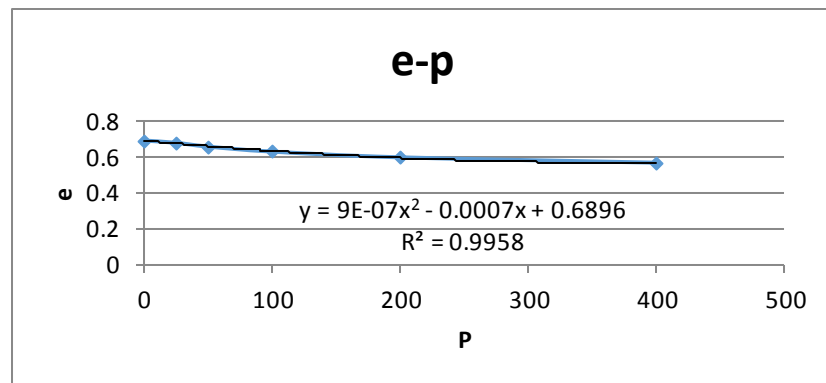
$$h_i \leq (0.4 \div 0.6)B_{qu} = (2.94m \div 4.41m)$$

Phía dưới móng khối quy ước là lớp cát đồng nhất, chia thành từng lớp 0.5m.

Xác định độ lún của từng lớp phân tố và tính tổng độ lún.

Bảng 6.21 – Kết quả thí nghiệm cô kết

P (KN/m ²)	0	25	50	100	200	400	800
e	0.69	0.677	0.656	0.628	0.596	0.566	0.506



Bảng 6.22 – Tính lún tổng phân tổ

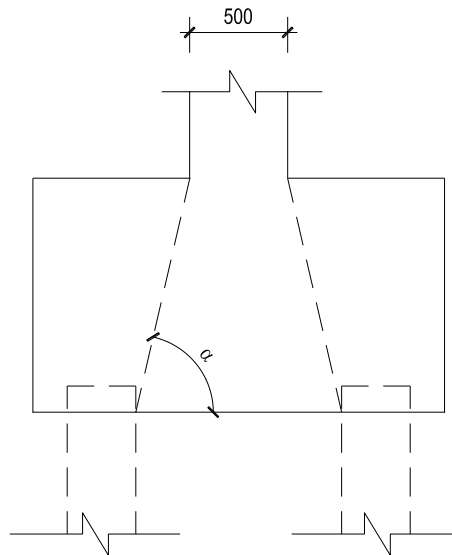
Độ sâu (m)	Z (m)	Z/B	k_0	σ_{zi} (kN/m ²)	σ_{li} (kN/m ²)	σ_{1i} (kN/m ²)	σ_{2i} (kN/m ²)	e_{1i}	e_{2i}	Độ lún (cm)
-30	0.0	0.00	1.00	92.690	278.064					
						280.534	372.737	0.56	0.55	0.33
-30.5	-0.5	0.07	0.99	91.717	283.004					
						285.474	376.704	0.56	0.55	0.30
-31	-1.0	0.14	0.98	90.744	287.944					
						290.414	380.740	0.56	0.55	0.28
-31.5	-1.5	0.20	0.97	89.909	292.884					
						295.354	383.287	0.56	0.55	0.25
-32	-2.0	0.27	0.93	85.956	297.824					
						300.294	384.273	0.56	0.55	0.23
-32.5	-2.5	0.34	0.88	82.002	302.764					
						305.234	385.146	0.56	0.55	0.20
-33	-3.0	0.41	0.84	77.822	307.704					
						310.174	385.223	0.56	0.55	0.18
-33.5	-3.5	0.48	0.78	72.276	312.644					
						315.114	385.014	0.56	0.55	0.16
-34	-4.0	0.54	0.73	67.523	317.584					
						320.054	384.853	0.56	0.55	0.14
-34.5	-4.5	0.61	0.67	62.075	322.524					
						324.994	384.636	0.56	0.55	0.12
-35	-5.0	0.68	0.62	57.209	327.464					
						329.934	384.710	0.56	0.55	0.10
-35.5	-5.5	0.75	0.56	52.343	332.404					
						334.874	384.922	0.56	0.55	0.08
-36	-6.0	0.82	0.52	47.754	337.344					
						339.814	385.622	0.56	0.55	0.07
-36.5	-6.5	0.89	0.47	43.861	342.284					
						344.754	386.947	0.56	0.55	0.06
-37	-7.0	0.95	0.44	40.525	347.224					
						349.694	388.453	0.55	0.55	0.04
-37.5	-7.5	1.02	0.40	36.994	352.164					
						354.634	390.315	0.55	0.55	0.03
-38	-8.0	1.09	0.37	34.368	357.104					

Độ sâu (m)	Z (m)	Z/B	k_0	σ_{zi} (kN/m ²)	σ_{1i} (kN/m ²)	σ_{1i} (kN/m ²)	σ_{2i} (kN/m ²)	e_{1i}	e_{2i}	Độ lún (cm)
-38	-8.0	1.09	0.37	34.368	357.104					
						359.574	392.629	0.55	0.55	0.02
-38.5	-8.5	1.16	0.34	31.743	362.044					
						364.514	395.026	0.55	0.55	0.02
-39	-9.0	1.23	0.32	29.282	366.984					
						369.454	397.776	0.55	0.55	0.01
-39.5	-9.5	1.29	0.30	27.361	371.924					
Tổng										2.62

$S = 2.62\text{cm} < [S_{gh}] = 8\text{cm} \Rightarrow$ Thỏa điều kiện cho phép về độ lún.

6.4.4.8. Kiểm tra điều kiện xuyên thủng

* Kiểm tra xuyên thủng móng M2 theo phương cạnh ngắn



Hình 6.13 – Tháp xuyên thủng

Lực nén gây xuyên thủng: $P_{xt} = N'' = 6642.89\text{kN}$

Kiểm tra xuyên thủng cho đài cọc với có mở lớn hơn 45° cho đài móng M2 theo phương cạnh ngắn

$$P_{xt} \leq \alpha \times R_{bt} \times U_m \times \frac{h_0}{c}$$

Trong đó:

- $\alpha = 1$: là hệ số đối với bê tông nặng.
- $R_{bt} = 1.05 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$: cường độ chịu kéo của bê tông.

- $h_0 = 1.2 - 0.15 = 1.05m$: chiều cao làm việc của đài móng.

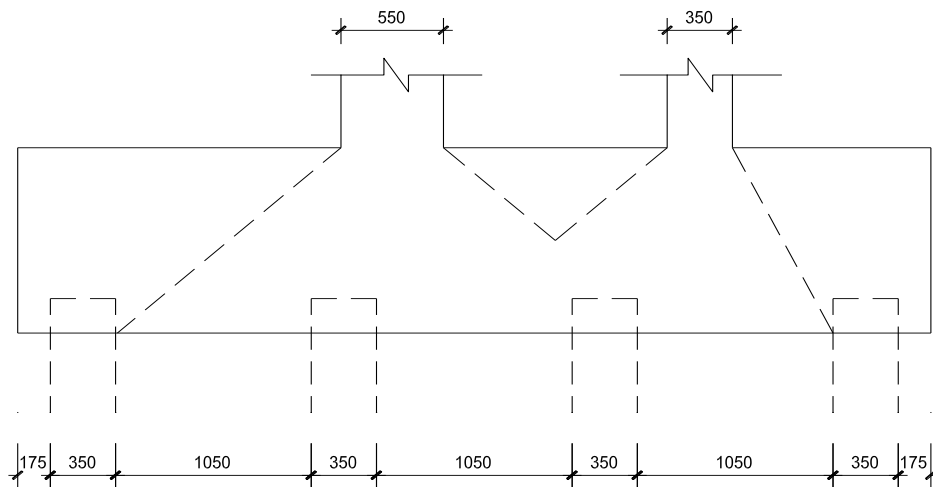
$$- U_m = \frac{2.1 + 4.9}{2} = 3.65m$$

P_{xt} không được lấy lớn hơn ứng với $c = 0.4xh_0 = 0.4 \times 1.05 = 0.42m$ (c được tính từ mép cọc đến mép cột)

$$P_{xt} = 6642.89 \leq \alpha \times R_{bt} \times U_m \times \frac{h_0}{c} = 1 \times 1.05 \times 10^3 \times 3.65 \times \frac{1.05}{0.42} = 9581.25kN$$

⇒ Đài móng M2 theo phương cạnh ngắn không bị phá hoại do xuyên thủng

*** Kiểm tra xuyên thủng móng M2 theo phương cạnh dài**



Hình 6.14 – Tháp xuyên thủng

Lực nén gây xuyên thủng: $P_{xt} = N'' = 6642.89kN$

Kiểm tra xuyên thủng cho đài cọc với góc mở lớn hơn 45° cho đài móng M2 theo phương cạnh ngắn

$$P_{xt} \leq \alpha \times R_{bt} \times U_m \times \frac{h_0}{c}$$

Trong đó:

- $\alpha = 1$: là hệ số đối với bê tông nặng.

- $R_{bt} = 1.05 \times 10^3 kN/m^2$: cường độ chịu kéo của bê tông.

- $h_0 = 1.2 - 0.15 = 1.05m$: chiều cao làm việc của đài móng.

$$- U_m = \frac{0.35 + 2.1 + 0.5 + 2.1}{2} = 2.675m$$

P_{xt} không được lấy lớn hơn ứng với $c=0.4xh_0=0.4x1.05=0.42m$ (c được tính từ mép cọc đến mép cột)

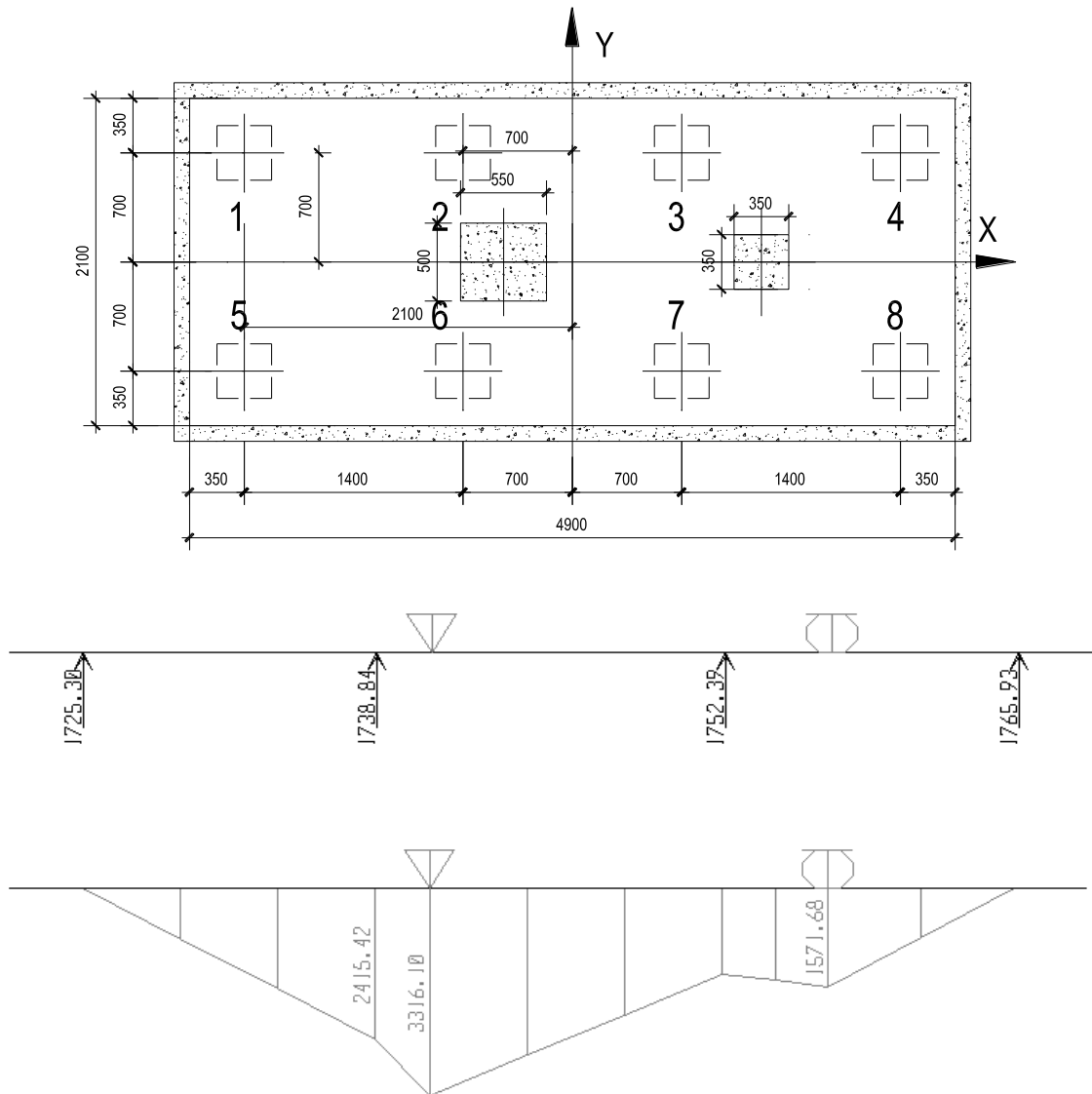
$$P_{xt} = 6642.89 \leq \alpha \times R_{bt} \times U_m \times \frac{h_0}{c} = 1 \times 1.05 \times 10^3 \times 2.675 \times \frac{1.05}{0.42} = 7021.875 kN$$

⇒ Đài móng M2 theo phương cạnh ngắn không bị phá hoại do xuyên thủng

6.4.4.9. Tính toán cốt thép cho đài cọc

*** Tính nội lực theo phương cạnh dài**

Xem đài là một dầm đơn lật ngược tựa trên 2 gối là cột, dầm có 2 đầu thừa, lực tác dụng lên dầm đơn này là các phản lực đầu cọc. Các giá trị nội lực được xác định bằng SAP2000.



Hình 6.15 – Sơ đồ tính và nội lực đài móng M2 theo phương cạnh dài

*** Tính cốt thép theo phương cạnh dài**

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{3316.1}{0.9 \times 14500 \times 2.1 \times 1.05^2} = 0.11$$

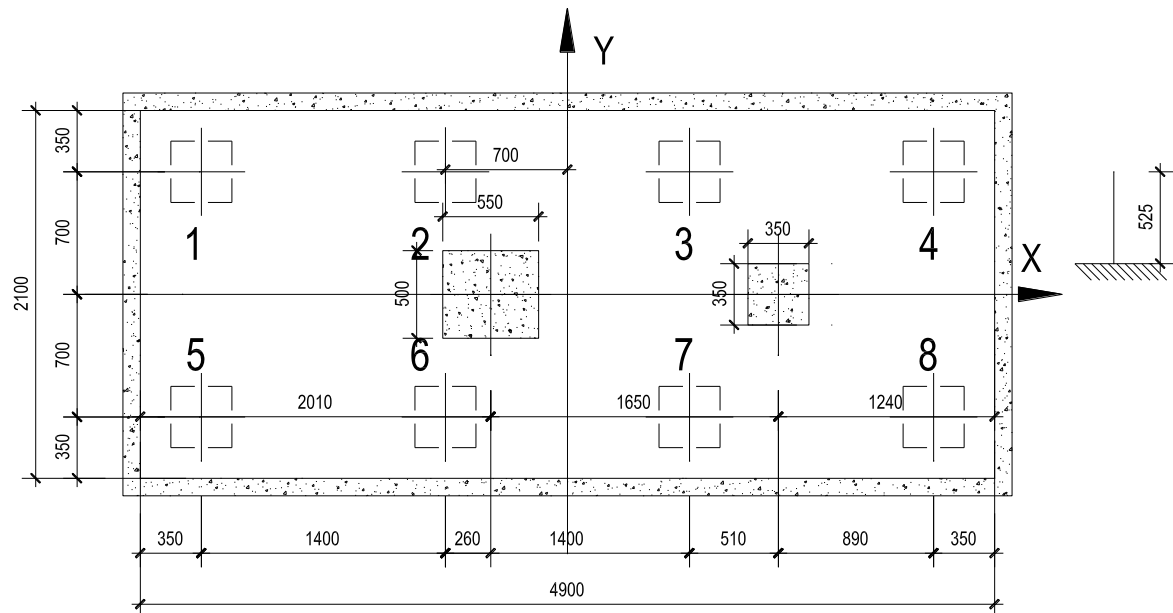
$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 0.117$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.117 \times 0.9 \times 14500 \times 2.1 \times 1.05}{280000} = 119.771 \text{ cm}^2$$

Chọn 17 ϕ 30 rải với khoảng cách a=130mm ($A_s=120.166\text{cm}^2$)

*** Tính nội lực theo phương cạnh ngắn**

Xem cánh đài móng được ngầm vào các tiết diện đi qua chân cột và bị uốn bởi phản lực đầu cọc nằm ngoài mặt phẳng ngầm qua chân cột.



Hình 6.16 – Sơ đồ tính đài móng M2 theo phương cạnh ngắn

$$\sum P_{l_i} = P_{l_1} + P_{l_2} + P_{l_3} + P_{l_4} = (886.43 + 893.2 + 899.97 + 906.74) \times 0.525 = 1882.83 \text{ kNm}$$

Tính thép đặt theo phương Y:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{1882.83}{0.9 \times 14500 \times 4.9 \times 1.05^2} = 0.0267$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 0.027$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.027 \times 0.9 \times 14500 \times 4.9 \times 1.05}{280000} = 64.92 \text{ cm}^2$$

Chọn 33 ϕ 16 rải với khoảng cách a=150 mm ($A_s=66.35\text{cm}^2$).

6.4.4.10. Kiểm tra cọc chịu tải ngang

Ta kiểm tra cho trường hợp lực cắt lớn nhất theo từng phương. Do tiết diện cọc hình vuông nên chỉ cần kiểm tra với trường hợp lực cắt lớn nhất.

Lực cắt lớn nhất tại chân đài: $Q''_{\max} = 113.7kN$.

Lực cắt tác dụng 1 cọc: $Q'' = \frac{Q''_{\max}}{8} = 14.21kN$

Moment tại chân đài đã chuyển thành lực dọc trong cột, nên cọc không có moment tác dụng. Chỉ có lực ngang tác dụng ở đầu cọc (tương ứng đáy đài).

Moment quán tính tiết diện ngang của cọc: $I = \frac{d^4}{12} = 1.25 \times 10^{-3} (m^4)$

Môđun đàn hồi bê tông B25: $E_b = 30 \times 10^3 (MPa) = 3 \times 10^7 (kN / m^2)$

Chiều rộng quy ước cọc: $b_c = 1.5d + 0.5 = 1.025m$ ($d < 0.8m$)

Hệ số nền $K = 5000kN/m^2$ tra bảng G.1 TCXD 205:1998 [3]

Hệ số biến dạng: $\alpha_{bd} = \sqrt[5]{\frac{Kb_c}{E_b I}} = \sqrt[5]{\frac{5000 \times 1.025}{3 \times 10^7 \times 1.25 \times 10^{-3}}} = 0.672$

Chiều dài cọc trong đất tính đôi: $l_2 = l_e = \alpha_{bd} \times l = 0.672 \times 26.3 = 17.674m$

Tra bảng G.2 TCXD 205:1998: $A_0 = 2.441, B_0 = 1.621, C_0 = 1.751$ [3]

Xác định chuyển vị ngang y_0 và góc xoay ψ_0 ở đầu cọc

Chuyển vị ngang của tiết diện cọc bởi lực đơn vị $H_0=1$ gây ra:

$$\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha_{bd}^3 \times E_b \times I} A_0 = \frac{1}{0.672^3 \times 3 \times 10^7 \times 1.25 \times 10^{-3}} \times 2.441 = 2.145 \times 10^{-4} (m / kN)$$

Chuyển vị ngang của tiết diện cọc bởi lực đơn vị $M_0=1$ gây ra:

$$\delta_{HM} = \frac{1}{\alpha_{bd}^2 \times E_b \times I} B_0 = \frac{1}{0.672^2 \times 3 \times 10^7 \times 1.25 \times 10^{-3}} \times 1.621 = 9.572 \times 10^{-5} (m / kN)$$

Góc xoay của tiết diện cọc bởi lực đơn vị $H_0=1$ gây ra:

$$\delta_{MH} = \delta_{HM} = 9.572 \times 10^{-5} (kN^{-1} . m^{-1})$$

Moment uốn và lực cắt tại đầu cọc:

$$Q_0 = Q'' = 14.21kN; M_0 = M + Ql_0 = 0$$

Chuyển vị ngang và góc xoay của cọc tại cao trình mặt đất:

$$y_0 = Q_0 \times \delta_{HH} + M_0 \times \delta_{HM} = 14.21 \times 2.145 \times 10^{-4} = 3.05 \times 10^{-3} (m)$$

$$\psi_0 = Q_0 \times \delta_{MH} + M_0 \times \delta_{MM} = 14.21 \times 9.572 \times 10^{-5} = 1.36 \times 10^{-3} \text{ (rad)}$$

Tính toán chuyển vị ngang và góc xoay của cọc ở mức đáy đài:

$$\Delta = y_0 + \psi_0 l_0 + \frac{Hl_0^3}{3E_b I} + \frac{Ml_0^2}{2E_b I}$$

$$\psi = \psi_0 + \frac{Hl_0^2}{2E_b I} + \frac{Ml_0}{E_b I}$$

Trong đó l_0 là chiều dài cọc từ đáy đài đến mặt đất, cọc đài thấp $l_0=0$.

$$\Delta = y_0 = 3.05 \times 10^{-3} \text{ (m)}, \quad \psi = \psi_0 = 1.36 \times 10^{-3} \text{ (rad)}$$

Áp lực σ_z (kN/m²), moment uốn M_z (kNm), lực cắt Q_z trong các tiết diện cọc được tính theo công thức sau:

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha_{bd}} z_e \left(y_0 \times A_1 - \frac{\psi_0}{\alpha_{bd}} B_1 + \frac{M_0}{\alpha_{bd}^2 E_b I} C_1 + \frac{H_0}{\alpha_{bd}^2 E_b I} D_1 \right)$$

$$M_z = \alpha_{bd}^2 E_b I y_0 A_3 - \alpha_{bd} E_b I \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_{bd}} D_3$$

$$Q_z = \alpha_{bd}^3 E_b I y_0 A_4 - \alpha_{bd}^2 E_b I \psi_0 B_4 + \alpha_{bd} M C_4 + H_0 D_4$$

Trong đó: z_e là chiều sâu tính đối, $z_e = \alpha_{bd} z$ với $\alpha_{bd} = 0.686$

$A_1, A_3, A_4, B_1, B_2, B_3, C_1, C_3, C_4, D_1, D_3, D_4$ tra bảng G.3 TCXD 205: 1998 [3]

Bảng 6.23 – Moment dọc theo thân cọc:

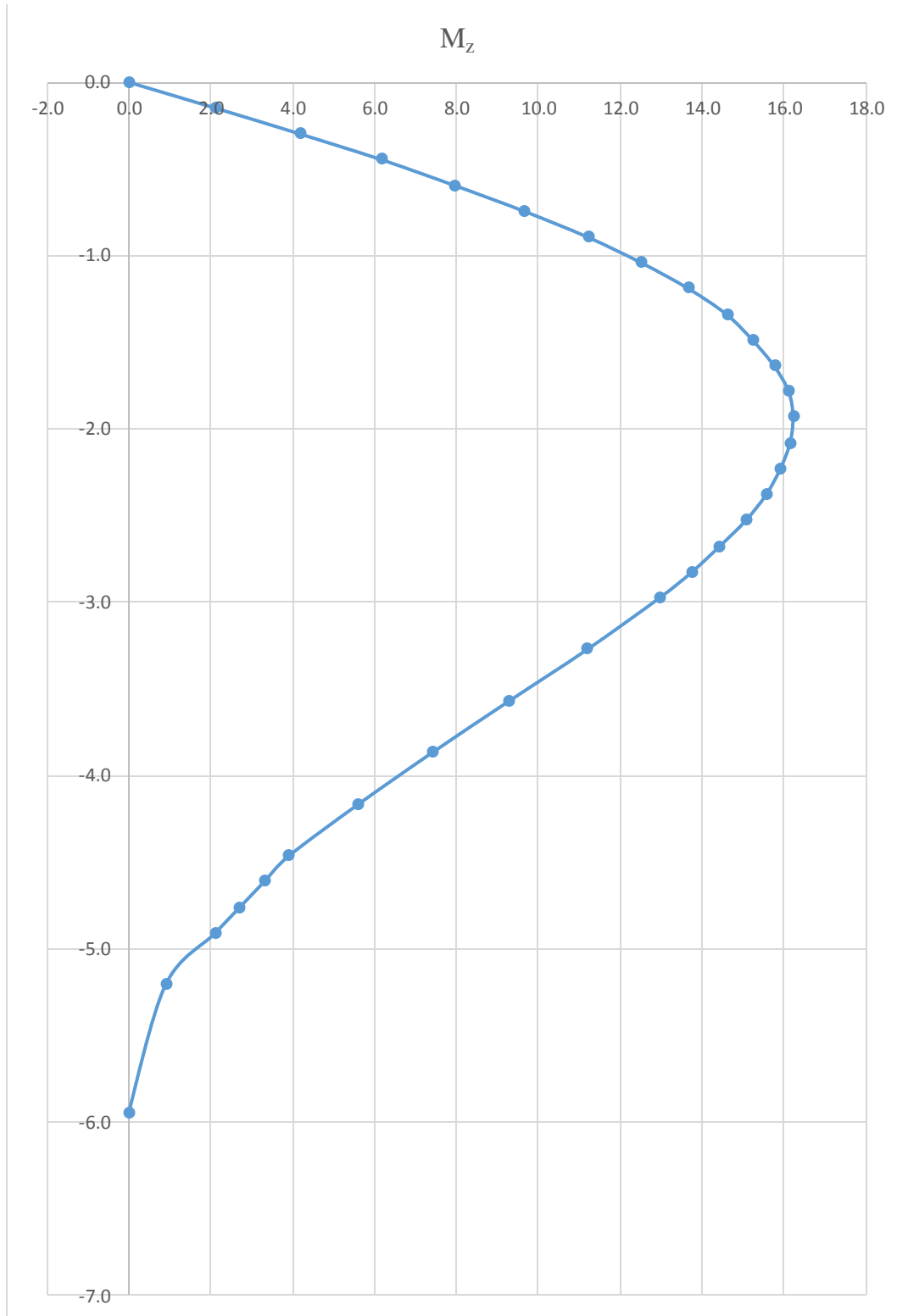
z	z_e	A3	B3	C3	D3	Mz (kNm)
0.0	0.0	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
0.1	0.1	0.000	0.000	1.000	0.100	2.115
0.3	0.2	-0.001	0.000	1.000	0.200	4.178
0.4	0.3	-0.004	-0.001	1.000	0.300	6.171
0.6	0.4	-0.011	-0.002	1.000	0.400	7.959
0.7	0.5	-0.021	-0.005	0.999	0.500	9.660
0.9	0.6	-0.036	-0.011	0.998	0.600	11.205
1.0	0.7	-0.057	-0.020	0.996	0.699	12.522
1.2	0.8	-0.085	-0.034	0.992	0.799	13.671
1.3	0.9	-0.121	-0.055	0.985	0.897	14.603
1.5	1.0	-0.167	-0.083	0.975	0.994	15.238
1.6	1.1	-0.222	-0.122	0.960	1.090	15.764
1.8	1.2	-0.287	-0.173	0.938	1.183	16.121
1.9	1.3	-0.365	-0.238	0.907	1.273	16.223
2.1	1.4	-0.455	-0.319	0.866	1.358	16.148
2.2	1.5	-0.559	-0.420	0.811	1.437	15.908
2.4	1.6	-0.676	-0.543	0.739	1.507	15.561
2.5	1.7	-0.808	-0.691	0.646	1.566	15.063
2.7	1.8	-0.956	-0.867	0.530	1.612	14.424
2.8	1.9	-1.118	-1.074	0.385	1.640	13.743
3.0	2.0	-1.295	-1.314	0.207	1.646	12.953
3.3	2.2	-1.693	-1.906	-0.271	1.575	11.184
3.6	2.4	-2.141	-2.663	-0.941	1.352	9.273
3.9	2.6	-2.621	-3.600	-1.877	0.917	7.395
4.2	2.8	-3.103	-4.718	-3.408	0.197	5.591
4.5	3.0	-3.541	-6.000	-4.688	-0.891	3.899
4.6	3.1	-3.617	-6.709	-5.818	-1.884	3.297
4.8	3.2	-3.692	-7.418	-6.949	-2.876	2.695
4.9	3.3	-3.768	-8.126	-8.079	-3.869	2.092
5.2	3.5	-3.919	-9.544	-10.340	-5.854	0.888
6.0	4.0	-1.614	-11.730	-17.910	-15.070	-0.020

Bảng 6.24 – Lực cắt dọc theo trục

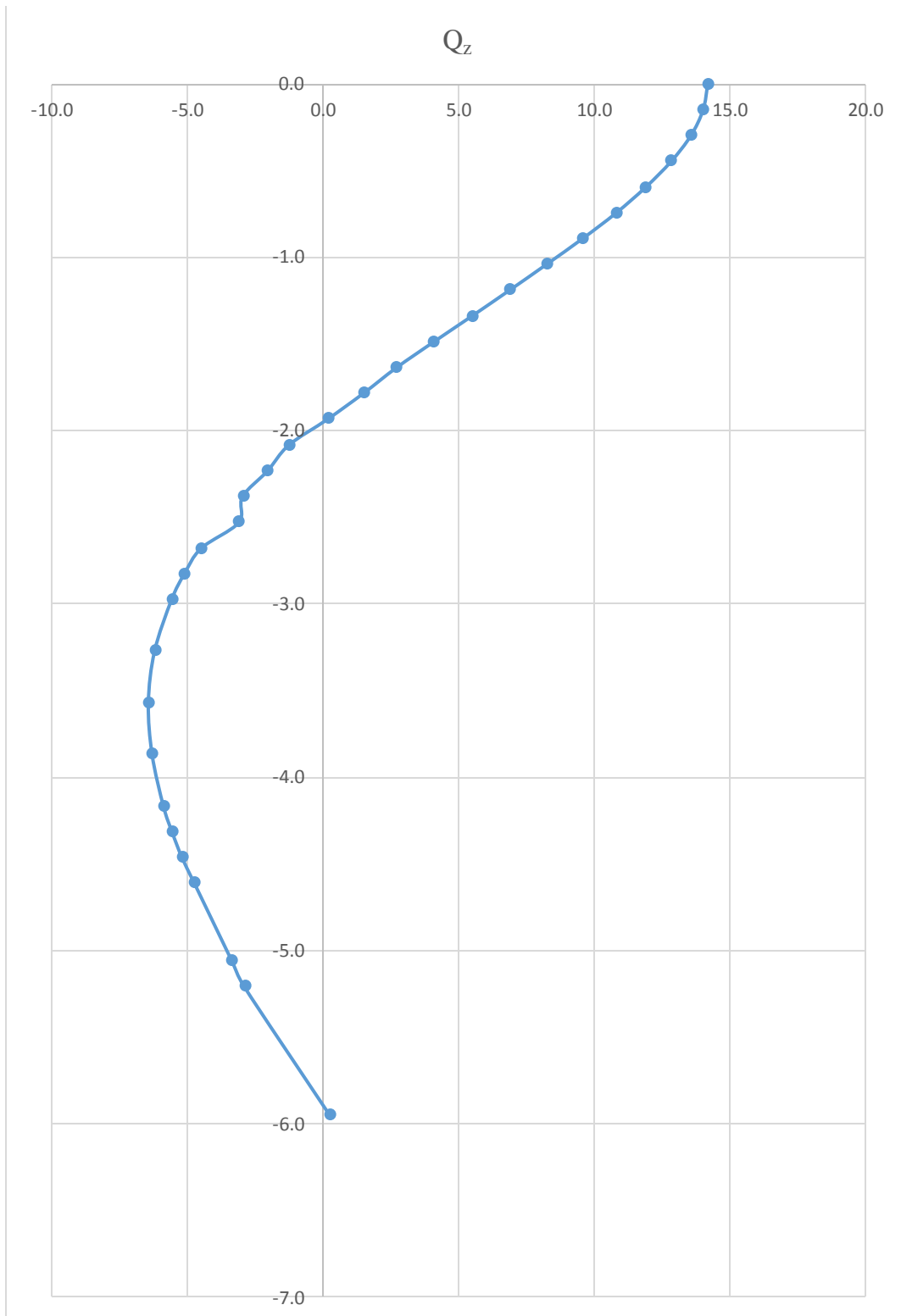
z	z_e	A4	B4	C4	D4	Q_z (kNm)
0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	1.000	14.210
0.1	0.1	-0.005	0.000	0.000	1.000	14.036
0.3	0.2	-0.020	-0.003	0.000	1.000	13.585
0.4	0.3	-0.045	-0.009	-0.001	1.000	12.855
0.6	0.4	-0.080	-0.021	-0.003	1.000	11.917
0.7	0.5	-0.125	-0.042	-0.008	0.999	10.824
0.9	0.6	-0.180	-0.072	-0.016	0.997	9.578
1.0	0.7	-0.245	-0.114	-0.030	0.994	8.247
1.2	0.8	-0.320	-0.171	-0.051	0.989	6.885
1.3	0.9	-0.404	-0.243	-0.082	0.980	5.500
1.5	1.0	-0.499	-0.333	-0.125	0.967	4.091
1.6	1.1	-0.603	-0.443	-0.183	0.946	2.716
1.8	1.2	-0.714	-0.575	-0.259	0.917	1.491
1.9	1.3	-0.838	-0.730	-0.356	0.876	0.175
2.1	1.4	-0.976	-0.91	-0.479	0.821	-1.251
2.2	1.5	-1.105	-1.116	-0.630	0.747	-2.036
2.4	1.6	-1.248	-1.350	-0.815	0.652	-2.960
2.5	1.7	-1.396	-1.643	-1.036	0.529	-3.097
2.7	1.8	-1.547	-1.906	-1.299	0.374	-4.483
2.8	1.9	-1.699	-2.227	-1.608	0.181	-5.109
3.0	2.0	-1.848	-2.578	-1.966	-0.057	-5.578
3.3	2.2	-2.125	-3.36	-2.849	-0.692	-6.206
3.6	2.4	-2.339	-4.228	-3.973	-1.592	-6.432
3.9	2.6	-2.437	-5.140	-5.355	-2.821	-6.293
4.2	2.8	-2.346	-6.023	-6.990	-4.445	-5.876
4.3	2.9	-2.158	-6.394	-7.915	-5.483	-5.556
4.5	3.0	-1.969	-6.765	-8.840	-6.520	-5.187
4.6	3.1	-1.360	-6.770	-9.810	-7.982	-4.728
5.1	3.4	0.465	-6.784	-12.720	-12.368	-3.350
5.2	3.5	1.074	-6.789	-13.690	-13.830	-2.891
6.0	4.0	9.244	-0.358	-15.610	-23.140	0.273

Bảng 6.25 – Bảng giá trị áp lực ngang

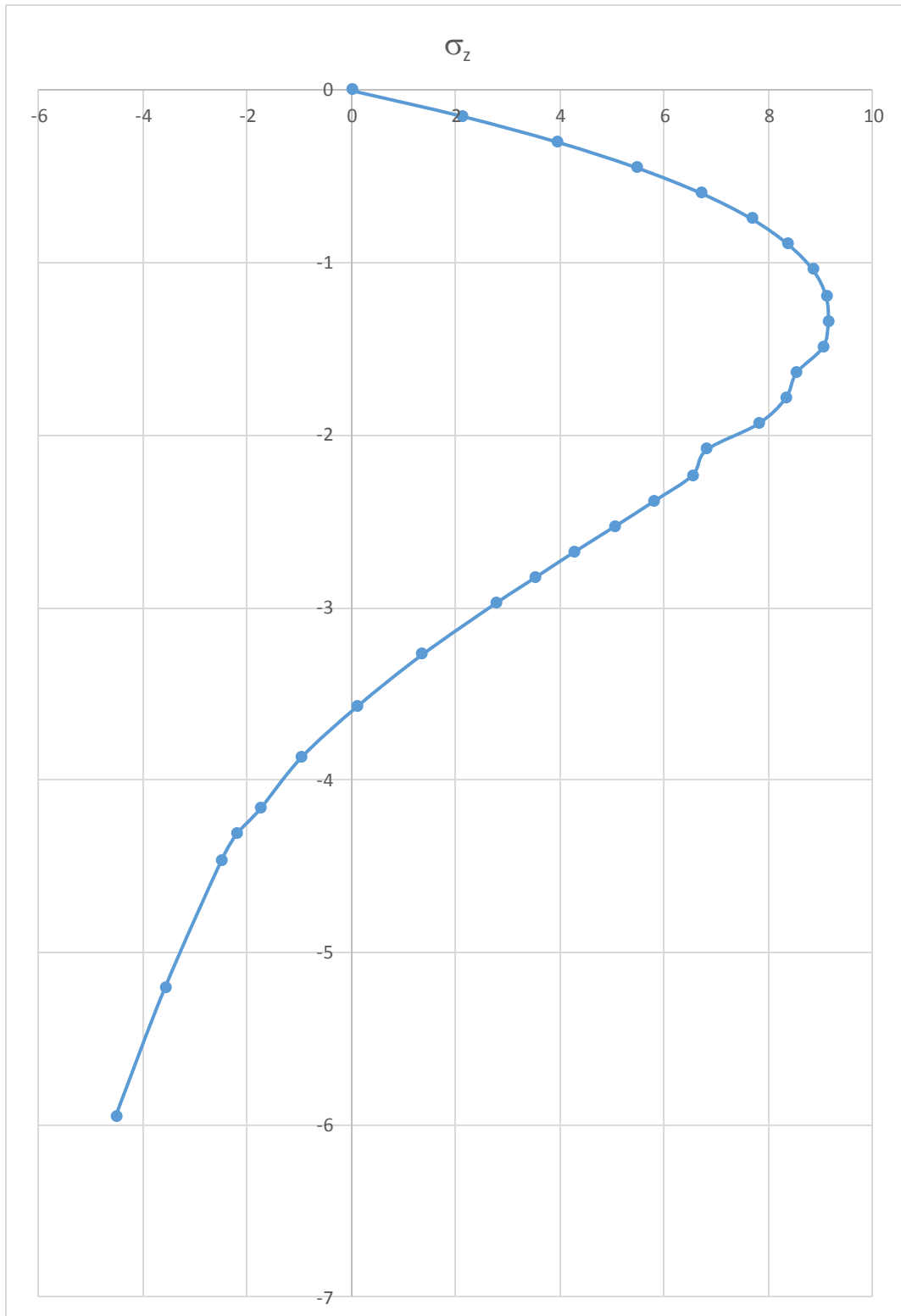
z	z_e	A1	B1	C1	D1	σ_z (kNm)
0.0	0.0	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.1	0.1	1.000	0.100	0.005	0.000	2.119
0.3	0.2	1.000	0.200	0.020	0.001	3.938
0.4	0.3	1.000	0.300	0.045	0.004	5.464
0.6	0.4	1.000	0.400	0.080	0.011	6.709
0.7	0.5	1.000	0.500	0.125	0.021	7.680
0.9	0.6	0.999	0.600	0.180	0.036	8.382
1.0	0.7	0.999	0.700	0.245	0.057	8.862
1.2	0.8	0.997	0.799	0.320	0.085	9.107
1.3	0.9	0.995	0.899	0.405	0.121	9.150
1.5	1.0	0.992	0.997	0.499	0.167	9.051
1.6	1.1	0.978	1.095	0.604	0.222	8.545
1.8	1.2	0.979	1.192	0.718	0.288	8.332
1.9	1.3	0.969	1.287	0.841	0.365	7.802
2.1	1.4	0.955	1.397	0.974	0.456	6.822
2.2	1.5	0.937	1.468	1.115	0.560	6.542
2.4	1.6	0.913	1.553	1.264	0.678	5.813
2.5	1.7	0.882	1.633	1.421	0.812	5.049
2.7	1.8	0.843	1.706	1.548	0.961	4.266
2.8	1.9	0.795	1.770	1.752	1.126	3.515
3.0	2.0	0.735	1.823	1.924	1.308	2.762
3.3	2.2	0.575	1.887	2.272	1.72	1.352
3.6	2.4	0.347	1.874	2.609	2.195	0.118
3.9	2.6	0.033	1.755	2.907	2.724	-0.961
4.2	2.8	-0.385	1.490	3.128	3.288	-1.751
4.3	2.9	-0.657	1.265	3.177	3.573	-2.209
4.5	3.0	-0.928	1.037	3.225	3.858	-2.492
5.2	3.5	-2.928	-1.272	2.463	4.980	-3.584
6.0	4.0	-5.854	-5.941	-0.927	4.548	-4.530



Hình 6.17 – Biểu đồ moment dọc theo thân cọc:



Hình 6.18 – Biểu đồ lực cắt dọc theo cọc:



Hình 6.19 – Biểu đồ áp lực ngang:

Kiểm tra ổn định nền đất quanh cọc:

$$\sigma_z \leq [\sigma_z] = \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_1} (\sigma'_v \operatorname{tg} \varphi_1 + \xi c_1)$$

Tại độ sâu $z = 1.3\text{m}$ so với đáy đài hay 5m (ở lớp đất thứ 3) $\sigma_{z\max} = 9.15\text{kN/m}^2$;

$\sigma'_v = 34.662\text{kN/m}^3$. Lớp 3 có $c_1 = 2.56\text{kN/m}^2$, $\varphi = 14^\circ$

$$\begin{aligned} \sigma_z \leq [\sigma_z] &= \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_1} (\sigma'_v \operatorname{tg} \varphi_1 + \xi c_1) = 1 \times 0.7 \times \frac{4}{\cos(14^\circ)} \times (34.662 \times \operatorname{tg}(14^\circ) + 0.3 \times 2.56) \\ &= 27.155\text{kN/m}^2 > \sigma_{z\max} \end{aligned}$$

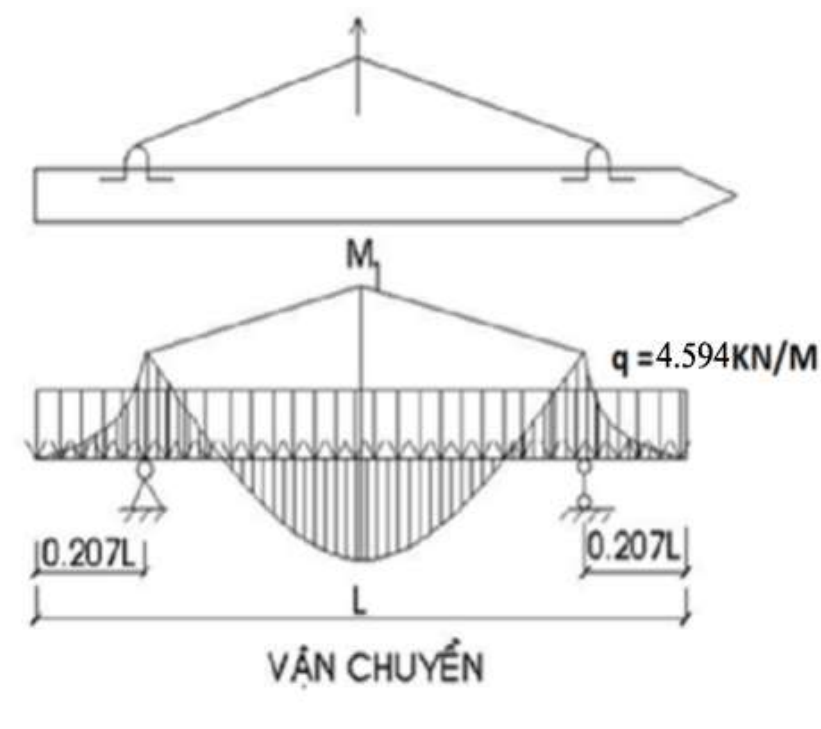
Vậy thỏa điều kiện ổn định nền đất quanh cọc

6.4.5. Kiểm tra cọc theo điều kiện cấu lắp

Cọc bố trí 2 móc cầu và dùng móc cầu trong sơ đồ cầu cọc để dựng cọc.

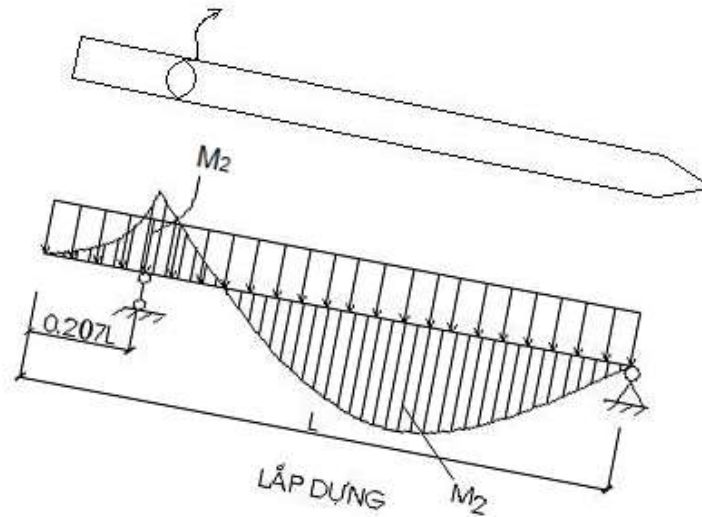
Trọng lượng bản thân cọc kể đến hệ số động khi cầu lắp và dựng cọc:

$$q = k_d \times \gamma \times d^2 = 1.5 \times 25 \times 0.35^2 = 4.594\text{(kN/m)}$$



Hình 6.20 – Sơ đồ tính cọc cầu lắp

Moment lớn nhất: $M = 0.0214qL^2$



Hình 6.21 – Sơ đồ tính cọc lắp dựng

Moment lớn nhất: $0.068qL^2$

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

$$M = 0.068qL^2 = 0.068 \times 4.594 \times 10^2 = 31.24 \text{ kNm}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{31.24}{0.9 \times 14500 \times 0.35 \times 0.3} = 0.023$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.023} = 0.023$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.023 \times 0.9 \times 14500 \times 0.35 \times 0.3}{280000} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Vậy thép đã chọn trong cột là $4\phi 16$ mỗi phía ($A_s = 8.04 \text{ cm}^2$) là thỏa mãn.

6.5. THIẾT KẾ MÓNG CỌC NHỒI

6.5.1. Cấu tạo đài cọc và cọc

6.5.1.1. Đài cọc

Bê tông cấp độ bền B25 ($R_b = 14.5 \text{ MPa}$)

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

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

Thiết kế mặt đài trùng với mép trên kết cấu sàn tầng hầm. Do đó chiều sâu chôn đài so với mặt đất tự nhiên $2.5 + 2 = 4.5 \text{ m}$ (trong đó 2.5m là khoảng cách từ mặt đất tự nhiên đến sàn tầng hầm, 2m là chiều cao sơ bộ của đài).

6.5.1.2. Cọc khoan nhồi

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 ($R_s = 225 \text{ MPa}$)

Việc chọn vật liệu tương đối thấp nhằm đạt được sự tương xứng giữa sức chịu tải vật liệu và sức chịu tải đất nền trong điều kiện nền đất yếu.

Để chọn đường kính cọc và chiều sâu mũi thích hợp nhất cho điều kiện địa chất và tải trọng công trình, cần phải đưa ra phương án kích thước khác nhau để so sánh và lựa chọn. Trong đồ án sinh viên chọn đường kính cọc $D = 80 \text{ cm}$ phù hợp với điều kiện đất nền và khả năng thi công cọc khoan nhồi của nước ta hiện nay.

Mũi cọc cắm sâu vào lớp đất cát vừa đến mịn lẫn bột, màu xám trắng. (lớp 6b) một đoạn 22.3m. Do đó chiều sâu mũi cọc tính từ lớp đất tự nhiên:

$$1.4 + 1.9 + 1.9 + 2.2 + 3.2 + 5.8 + 22.3 = 38.7 \text{ m}$$

Chiều dài cọc (tính từ đáy đài đến mũi cọc) là: $38.7 - 4.5 = 34.2 \text{ m}$.

Cốt thép dọc chịu lực giả thiết là $14\phi 18$ có $A_s = 35.6 \text{ cm}^2$, $\mu = 0,7\%$.

6.5.2. Xác định sức chịu tải của cọc khoan nhồi

6.5.2.1. Sức chịu tải của cọc theo độ bền vật liệu làm cọc:

$$Q_{a(vl)} = R_u A_b + R_{sn} A_s$$

Trong đó:

A_s : là diện tích thép : $A_s = 35.6 \text{ cm}^2$

A_b : là diện tích bê tông : $A_b = \frac{\pi \cdot 80^2}{4} - 35.6 = 4990.95 \text{ cm}^2$

R_u : là cường độ tính toán của bê tông. Trong điều kiện đồ bê tông trong bồn khoan,

$$R_u = \min\left(\frac{R}{4.5}; 6000 \text{ kN} / \text{m}^2\right), \text{ với } R \text{ là mác của bê tông}$$

$$R = 35000 \text{ kN} / \text{m}^2 \Rightarrow R_u = \min\left(\frac{35000}{4.5}; 6000\right) \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$= \min(7778; 6000) \text{ kN} / \text{m}^2 = 6000 \text{ kN} / \text{m}^2$$

R_{sn} là cường độ tính toán của cốt thép, xác định theo

$$R_{sn} = \min\left(\frac{f_c}{1.5}; 2200\right) = \min\left(\frac{300000}{1.5}; 220000\right) = 200000 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Sức chịu tải cho phép:

$$Q_{a(VL)} = 6000 \times 0.498839 + 200000 \times 0.00356 = 3705.034 \text{ kN}$$

6.5.2.2. Sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền.

$$Q_a = \frac{Q_{tc}}{k_{tc}}$$

Với hệ số k_{tc} lấy theo Phụ lục A TCXD 205:1998, sơ bộ $k_{tc}=1.65$. [3]

$$Q_{tc} = m(m_R q_p A_p + u \sum m_f f_{si} l_i)$$

Trong đó:

- Hệ số điều kiện làm việc $m=1$.

- Xác định $m_R q_p A_p$.

+ Độ sâu mũi cọc -38.7m

+ Hệ số điều kiện làm việc của đất dưới mũi cọc $m_R=1$

$$q_p = 0.75\beta(\gamma_l d_p A_k^0 + \alpha\gamma_l L B_k^0)$$

Với L là chiều dài cọc $L = 38.7 - 4.5 - 0.8 = 33.4 \text{ m}$; $L / d_p = 41.75 \text{ m}$; $\varphi = 29.42^\circ$

Tra bảng A.6 phụ lục A TCXD 205:1998 ta có: [3]

$$A_k^0 = 26.542; B_k^0 = 49.385; \alpha = 0.5984; \beta = 0.2679$$

Trọng lượng trung bình các lớp đất phía trên cọc:

$$\gamma_i = \frac{1.9 \times 9.26 + 1.9 \times 10.04 + 2.2 \times 9.8 + 3.2 \times 9.87 + 5.8 \times 9.29 + 22.3 \times 9.88}{37.3} = 9.76 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_p = 0.75 \beta (\gamma_i d_p A_k^0 + \alpha \gamma_i L B_k^0)$$

$$= 0.75 \times 0.2679 \times (9.88 \times 0.8 \times 26.542 + 0.5984 \times 9.76 \times 33.4 \times 49.385) = 1977.76 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow m_R q_p A_p = 1 \times 1977.76 \times 0.503 = 994.813 \text{ kN}$$

Xác định $\sum m_f f_{si} l_i$:

- Hệ số làm việc của đất ở mặt bên cọc m_f tra bảng A.3 TCXD 205:1998 [3]
- Lực ma sát đơn vị f_i tra bảng 2.5 A.2 TCXD 205:1998 [3]
- Đất nền phải chia thành các lớp nhỏ đồng chất dày không quá 2m.

Bảng 6.26 – Tính toán thành phần ma sát xung quanh cọc

Lớp đất	Độ sâu			Độ sâu trung bình	l_i	I_L	m_f	f_{si}	$m_f f_{si} l_i$
	m			m	m			kN/m ²	kN
3	-4.50	:	-5.20	4.85	0.70	0.18	0.7	55.55	27.22
4	-5.20	:	-7.00	6.1	1.80	0.37	0.8	34.40	49.536
	-7.00	:	-7.40	7.2	0.40	0.37	0.8	35.50	11.36
5	-7.40	:	-9.40	8.4	2.00	0.75	0.8	9.00	14.4
	-9.40	:	-10.60	10	1.20	0.75	0.8	9.00	8.64
6a	-10.60	:	-12.60	11.6	2.00	/	0.8	47.60	76.16
	-12.60	:	-14.60	13.6	2.00	/	0.8	49.60	79.36
	-14.60	:	-16.40	15.5	1.80	/	0.8	51.50	74.16
6b	-16.40	:	-18.40	17.4	2.00	/	0.8	53.40	85.44
	-18.40	:	-20.40	19.4	2.00	/	0.8	55.40	88.64
	-20.40	:	-22.40	21.4	2.00	/	0.8	57.40	91.84
	-22.40	:	-24.40	23.4	2.00	/	0.8	59.40	95.04
	-24.40	:	-26.40	25.4	2.00	/	0.8	61.40	98.24
	-26.40	:	-27.00	26.7	0.60	/	0.8	62.70	30.096
	-27.00	:	-29.00	28	2.00	/	0.8	64.00	102.4
	-29.00	:	-31.00	30	2.00	/	0.8	66.00	105.6
	-31.00	:	-33.00	32	2.00	/	0.8	67.60	108.16
	-33.00	:	-35.00	34	2.00	/	0.8	69.20	110.72
-35.00	:	-37.00	36	2.00	/	0.8	70.00	112	
-37.00	:	-38.70	37.85	1.70	/	0.8	70.00	95.2	
Tổng					34.20				1464.2

$$u \sum m_f f_{si} l_i = 2.513 \times 1464.2 = 3679.936 \text{ kN}$$

Vậy $Q_{tc} = m(m_R q_p A_p + u \sum m_f f_{si} l_i) = 1 \times (994.813 + 3679.936) = 4674.749 \text{ kN}$

$$Q_a = \frac{Q_{tc}}{k_{tc}} = \frac{4674.749}{1.65} = 2833.181 \text{ N}$$

6.5.2.3. Sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cường độ của đất nền

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

Xác định sức chịu tải cực hạn do ma sát Q_s

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

$$f_{si} = \sigma'_{vi} \tan \varphi'_{ai} + 0.7 c'_{ai} = \sigma'_{vi} k_{si} \tan \varphi'_{ai} + 0.7 c'_{ai}$$

Trong đó:

σ'_{vi} : Ứng suất hữu hiệu giữa lớp đất thứ I theo phương thẳng đứng.

$k_{si} = 1 - \sin \varphi'_{ai}$: hệ số áp lực ngang của lớp đất thứ i

Bảng 6.27 – Sức chịu tải cực hạn do ma sát của đất nền

Lớp đất	Độ sâu		Độ sâu giữa lớp	γ	l_i	c	φ	σ'_{vi}	k_{si}	f_s	$f_s l_i$
	m										
3	-3.7	: -5.2	4.45	10.04	1.5	25.60	14.00	29.14	0.76	23.43	35.14
4	-5.2	: -7.4	6.30	9.80	2.2	16.00	13.12	47.45	0.77	19.75	43.45
5	-7.4	: -10.6	9.00	9.87	3.2	7.50	13.75	74.02	0.76	19.06	60.99
6a	-10.6	: -16.4	13.50	9.29	5.8	3.00	26.52	116.76	0.55	34.35	199.22
6b	-16.4	: -38.7	27.55	9.88	22.3	2.60	29.42	253.86	0.51	74.66	1664.87
Tổng											2003.66

$$Q_s = u \sum f_{si} l_i = 2.513 \times 2003.66 = 5035.198 \text{ kN}$$

Xác định sức chịu tải cực hạn do kháng mũi Q_p

$$Q_p = A_p q_p$$

Với q_p tính theo công thức của Terzaghi:

$$q_p = 1.3 c N_c + N_q \sigma'_{vi} + \alpha \gamma d N_\gamma$$

Mũi cọc cắm vào lớp đất 6b là lớp cát mịn có $\varphi=29.42^0$ tra bảng 2.7 (trang 32 – Phân tích và tính toán móng cọc) ta có $N_c = 35.468, N_q = 21.021, N_\gamma = 18.54$

$$q_p = 1.3cN_c + N_q\sigma'_v + \alpha\gamma dN_\gamma$$

$$= 1.3 \times 2.6 \times 35.468 + 21.021 \times 369.612 + 0.3 \times 9.88 \times 0.8 \times 18.54 = 7933.458 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$Q_p = A_p q_p = 0.503 \times 7933.458 = 3990.529 \text{ kN}$$

Vậy sức chịu tải cho phép:

$$Q_a = \frac{Q_s}{FS_s} + \frac{Q_p}{FS_p} = \frac{5035.198}{2} + \frac{3990.529}{3} = 3847.775 \text{ kN}$$

6.5.2.4. Sức chịu tải của cọc theo kết quả xuyên tiêu chuẩn (SPT):

Sức chịu tải cọc nhồi trong đất dính và đất rời (TCXD 1995-1997)

$$Q_a = 15\bar{N}A_p + (1.5N_cL_c + 4.3N_sL_s)u - \Delta W_p$$

Trong đó

- N : chỉ số xuyên tiêu chuẩn của đất
- \bar{N} : chỉ số xuyên tiêu chuẩn trung bình của đất trong khoảng 1d dưới mũi cọc và 4d trên mũi cọc. Nếu $N > 60$, khi tính toán \bar{N} lấy $N = 60$; nếu $N > 50$ thì lấy $N = 50$.
- N_s : giá trị trung bình của chỉ số xuyên tiêu chuẩn trong lớp đất rời.
- N_c : giá trị trung bình của chỉ số xuyên tiêu chuẩn trong lớp đất dính.
- A_p : diện tích tiết diện mũi cọc (m^2).
- L_c : chiều dài phần thân cọc nằm trong lớp đất dính (m).
- L_s : chiều dài phần thân cọc nằm trong lớp đất rời (m).
- u : chu vi tiết diện cọc (m)
- ΔW_p : hiệu số giữa trọng lượng cọc và trọng lượng của trụ đất nền do cọc thay thế (kN)
- Giá trị SPT trung bình lớp đất rời: $N_s = 18.286$
- Giá trị SPT trung bình lớp đất dính: $N_c = 14.25$
- $\Delta W_p = 25 \times 38.7 - 369.612 \times 0.503 = 781.585$

$$\begin{aligned}
 Q_a &= 15\bar{N}A_p + (1.5N_cL_c + 4.3N_sL_s)u - \Delta W_p \\
 &= 15 \times 27 \times 0.503 + (1.5 \times 14.25 \times 6.1 + 4.3 \times 18.286 \times 28.1) \times 2.513 - 781.585 \\
 &= 5302.26kN
 \end{aligned}$$

6.5.2.5. Xác định sức chịu tải

Sức chịu tải thiết kế của cọc: $Q_a = \min(Q_{a(vl)}; Q_{coly}; Q_{cuong do}; Q_{SPT}) = 2833.181kN$

Vậy sức chịu tải thiết kế của cọc $[Q_{aTK}] = 2800kN$

6.5.3. Thiết kế móng M1 (tại cột C2, C13, C18 khung trục 2)

6.5.3.1. Xác định số lượng cọc trong đài

$$n_c = \frac{N''}{Q_{aTK}} \beta = \frac{7449.73}{2800} \times 1.3 = 3.46$$

Vậy chọn $n_c=4$ cọc

6.5.3.2. Bố trí cọc trong đài

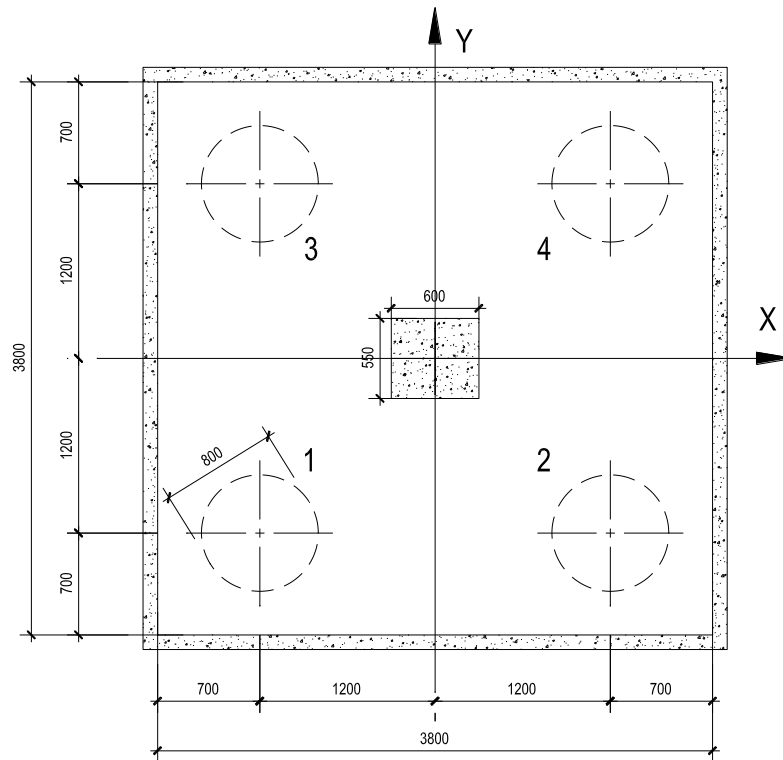
Chọn khoảng cách giữa các cọc phương x là $3d=2.4m$

Chọn khoảng cách giữa các cọc phương y là $3d=2.4m$

Khoảng cách giữa các mép cọc tới mép ngoài của đài chọn là $0.3m$

Chọn cao trình đáy đài là $-4.5m$, chiều cao đài $2m$

Ta được kết quả bố trí cọc như hình vẽ:



Hình 6.22 – Mặt bằng bố trí cọc móng M1

6.5.3.3. Kiểm tra cọc làm việc theo nhóm

Mục 3.9.9 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. [3]

Hệ số nhóm xác định theo công thức Converse – Labarre

$$\begin{aligned}\eta &= 1 - \operatorname{arctg} \left(\frac{d}{s} \right) \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90 \times n_1 \times n_2} \right] \\ &= 1 - \operatorname{arctg} \left(\frac{1}{3} \right) \left[\frac{(2 - 1) \times 1 + (2 - 1) \times 2}{90 \times 2 \times 2} \right] = 0.795\end{aligned}$$

n_1 : số hàng cọc trong nhóm cọc $n_1 = 2$

n_2 : số cọc trong một hàng $n_2 = 2$

s : khoảng cách 2 cọc tính từ tâm, $s=3d$

Sức chịu tải của nhóm cọc:

$$Q_{n\text{hom}} = \eta \times n_c \times Q_{\text{ank}} = 0.795 \times 4 \times 2800 = 8904 \text{ kN} > N^{\text{tt}} = 7449.73 \text{ kN}$$

6.5.3.4. Kiểm tra phản lực đầu cọc

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

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

Trọng lượng tính toán của đài:

$$N_d = n \times \gamma_{bt} \times F_d \times h_d = 1.1 \times 25 \times 3.8 \times 3.8 \times 2 = 794.2 \text{ kN}$$

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

* **Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp** $N_{\text{max}}, M_{xtu}, M_{ytu}, Q_{xtu}, Q_{ytu}$

$$\sum N^{\text{tt}} = N_0^{\text{tt}} + N_d = 7449.73 + 794.2 = 8243.93 \text{ kN}$$

$$\sum M_x^{\text{tt}} = M_x^{\text{tt}} + Q_y^{\text{tt}} \times h + N^{\text{tt}} \times e_y = 222.663 + 10.35 \times 2 = 243.363 \text{ kNm}$$

$$\sum M_y^{\text{tt}} = M_y^{\text{tt}} + Q_x^{\text{tt}} \times h + N^{\text{tt}} \times e_x = 7.951 + 130.45 \times 2 = 268.851 \text{ kNm}$$

Trong đó: e_y, e_x là độ lệch tâm của lực N^{tt} so với trọng tâm nhóm cọc theo phương x, y .

Tải trọng tác dụng lên cọc:

$$P_i'' = \frac{\sum N''}{n} + \frac{\sum M_y'' \times x_i}{\sum x_i^2} + \frac{\sum M_x'' \times y_i}{\sum y_i^2}$$

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.
- M_x'' : tổng moment tính toán đáy đài quay quanh trục x tại trọng tâm nhóm cọc.
- M_y'' : tổng moment tính toán đáy đài quay quanh trục y tại trọng tâm nhóm cọc

Lập bảng tính toán như sau:

Cọc	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	Tổng x_i^2	Tổng y_i^2	P_i
	m	m					kN
1	-1.20	-1.20	1.44	1.44	5.76	5.76	1954.27
2	1.20	-1.20	1.44	1.44			2066.29
3	-1.20	1.20	1.44	1.44			2055.67
4	1.20	1.20	1.44	1.44			2167.69

Vậy tải trọng tác dụng lên cọc đều thỏa $\begin{cases} P_{\max} = 2167.69 \text{ kN} \leq [Q_a] = 2800 \text{ kN} \\ P_{\min} = 1954.27 \text{ kN} \geq 0 \end{cases}$

* Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp $N_u, M_{x \max}, M_{yu}, Q_{xu}, Q_{yu}$

$$\sum N'' = N_0'' + N_d'' = 6900.9 + 794.2 = 7695.1 \text{ kN}$$

$$\sum M_x'' = M_x'' + Q_y'' \times h + N'' \times e_y = 226.227 + 11.14 \times 2 = 248.507 \text{ kNm}$$

$$\sum M_y'' = M_y'' + Q_x'' \times h + N'' \times e_x = 8.729 + 134.27 \times 2 = 277.269 \text{ kNm}$$

Lập bảng tính toán như sau:

Cọc	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	Tổng x_i^2	Tổng y_i^2	P_i
	m	m					kN
1	-1.20	-1.20	1.44	1.44	5.76	5.76	1814.24
2	1.20	-1.20	1.44	1.44			1929.77
3	-1.20	1.20	1.44	1.44			1917.78
4	1.20	1.20	1.44	1.44			2033.31

Vậy tải trọng tác dụng lên cọc đều thỏa $\begin{cases} P_{\max} = 2033.31 \text{ kN} \leq [Q_a] = 2800 \text{ kN} \\ P_{\min} = 1814.24 \text{ kN} \geq 0 \end{cases}$

* **Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp** $N_{tu}, M_{xtu}, M_{y \max}, Q_{xtu}, Q_{ytu}$

$$\sum N'' = N_0'' + N_d = 5993.56 + 794.2 = 6787.76 kN$$

$$\sum M_x'' = M_x'' + Q_y'' \times h + N'' \times e_y = 72.48 + 66.92 \times 2 = 206.32 kNm$$

$$\sum M_y'' = M_y'' + Q_x'' \times h + N'' \times e_x = 133.568 + 72.04 \times 2 = 277.648 kNm$$

Lập bảng tính toán như sau:

Cọc	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	Tổng x_i^2	Tổng y_i^2	P_i
	m	m					kN
1	-1.20	-1.20	1.44	1.44	5.76	5.76	1596.11
2	1.20	-1.20	1.44	1.44			1711.80
3	-1.20	1.20	1.44	1.44			1682.08
4	1.20	1.20	1.44	1.44			1797.77

Vậy tải trọng tác dụng lên cọc đều thỏa $\begin{cases} P_{\max} = 1797.77 kN \leq [Q_a] = 2800 kN \\ P_{\min} = 1596.11 kN \geq 0 \end{cases}$

* **Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp** $N_{tu}, M_{xtu}, M_{ytu}, Q_{x \max}, Q_{ytu}$

$$\sum N'' = N_0'' + N_d = 6613.43 + 794.2 = 7407.63 kN$$

$$\sum M_x'' = M_x'' + Q_y'' \times h + N'' \times e_y = 78.214 + 72.12 \times 2 = 222.454 kNm$$

$$\sum M_y'' = M_y'' + Q_x'' \times h + N'' \times e_x = 131.333 + 78.36 \times 2 = 288.053 kNm$$

Lập bảng tính toán như sau:

Cọc	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	Tổng x_i^2	Tổng y_i^2	P_i
	m	m					kN
1	-1.40	1.40	1.96	1.96	5.88	5.88	1836.29
2	0.00	1.40	0.00	1.96			1904.87
3	1.40	1.40	1.96	1.96			1973.46
4	-1.40	0.00	1.96	0.00			1783.32

Vậy tải trọng tác dụng lên cọc đều thỏa $\begin{cases} P_{\max} = 1973.46 kN \leq [Q_a] = 2800 kN \\ P_{\min} = 1783.32 kN \geq 0 \end{cases}$

* **Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp** $N_{tu}, M_{xtu}, M_{ytu}, Q_{xtu}, Q_{y \max}$

$$\sum N'' = N_0'' + N_d = 7156.45 + 794.2 = 7950.65 kN$$

$$\sum M_x'' = M_x'' + Q_y'' \times h + N'' \times e_y = 224.392 + 12.79 \times 2 = 249.972 kNm$$

$$\sum M_y'' = M_y'' + Q_x'' \times h + N'' \times e_x = 11.249 + 132.23 \times 2 = 275.709 kNm$$

Lập bảng tính toán như sau:

Cọc	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	Tổng x_i^2	Tổng y_i^2	P_i
	m	m					kN
1	-1.40	1.40	1.96	1.96	5.88	5.88	1981.53
2	0.00	1.40	0.00	1.96			2047.18
3	1.40	1.40	1.96	1.96			2112.82
4	-1.40	0.00	1.96	0.00			1922.02

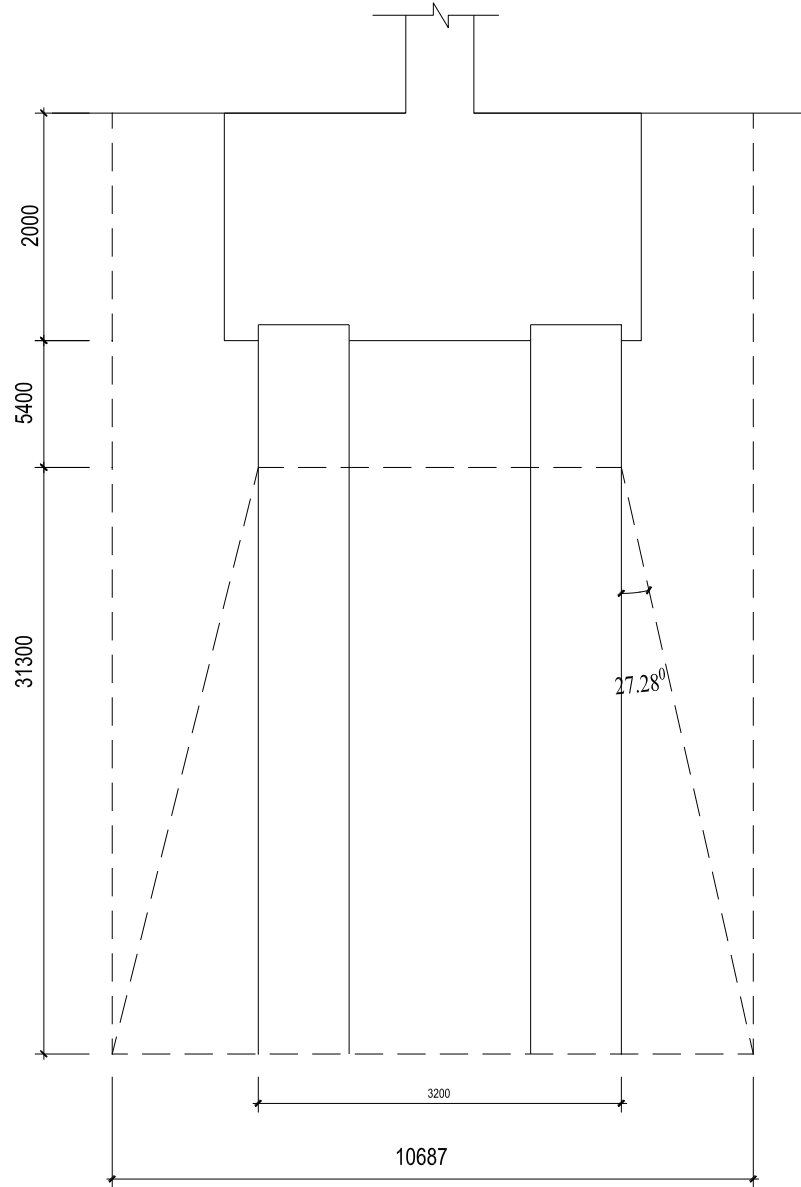
Vậy tải trọng tác dụng lên cọc đều thỏa $\begin{cases} P_{\max} = 2112.82 \text{ kN} \leq [Q_a] = 2800 \text{ kN} \\ P_{\min} = 1922.02 \text{ kN} \geq 0 \end{cases}$

6.5.3.5. Kiểm tra nền dưới đáy khối móng quy ước với tổ hợp

$$N_{\max}, M_{xlu}, M_{ylu}, Q_{xlu}, Q_{ylu}$$

* 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 tựa vào lớp đất cứng được xác định như sau:



Hình 6.23 – 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:

$$\varphi_{tb} = \frac{13.75 \times 3.2 + 26.52 \times 5.8 + 29.42 \times 22.3}{31.3} = 27.28^\circ$$

Chiều dài móng quy ước theo phương x:

$$L_{qu} = L_1 + 2L_{tb} \tan \frac{\varphi_{tb}}{4} = 3.2 + 2 \times 31.3 \times \tan \left(\frac{27.28}{4} \right) = 10.687m$$

$$B_{qu} = B_1 + 2L_{tb} \tan \frac{\varphi_{tb}}{4} = 3.2 + 2 \times 31.3 \times \tan \left(\frac{27.28}{4} \right) = 10.687m$$

Moment chống uốn của móng khối quy ước:

$$W_x = \frac{L_{qu} \times B_{qu}^2}{6} = \frac{10.687 \times 10.687^2}{6} = 203.43m^3$$

$$W_y = \frac{L_{qu}^2 \times B_{qu}}{6} = \frac{10.687^2 \times 10.687}{6} = 203.43m^3$$

Chiều cao khối móng quy ước: $H_{qu} = L_{tb} + L_1 + D_f = 31.3 + 7.4 = 38.7m$

Diện tích móng khối quy ước: $A_{qu} = B_{qu} \times L_{qu} = 10.687 \times 10.687 = 114.212m^2$

Khối lượng đất trong móng quy ước:

$$Q_d = A_{qu} \sum H_i \gamma_i = 114.212 \times (1.9 \times 9.26 + 1.9 \times 10.04 + 2.2 \times 9.8 + 3.2 \times 9.87 + 5.8 \times 9.29 + 22.3 \times 9.88) = 114.212 \times 364.02 = 41575.452kN$$

Khối lượng đất bị cọc, đài chiếm chỗ:

$$Q_{dc} = nA_p \sum H_i \gamma_i + \gamma V_{đài} = 4 \times 0.503 \times 364.02 + 10.04 \times 2 \times 3.8 \times 3.8 = 1022.363kN$$

Khối lượng cọc và đài bê tông:

$$Q_c = nA_p \gamma_{bt} L_c + W_{đài} = 4 \times 0.503 \times 25 \times 34.2 + 25 \times 3.8 \times 3.8 \times 2 = 2442.26kN$$

Khối lượng tổng trên móng quy ước:

$$Q_{qu} = Q_d + Q_c - Q_{dc} = 41575.452 + 2442.26 - 1022.363 = 42995.349kN$$

Tải trọng quy về đáy móng khối quy ước:

$$N_{qu}^{tc} = \frac{N_{đài}^{tt}}{1.15} + Q_{qu} = \frac{7449.73}{1.15} + 42995.349 = 49473.375kN$$

$$\sum M_{xqu}^{tc} = \frac{M_x^{tt}}{1.15} = \frac{222.66}{1.15} = 193.617kNm$$

$$\sum M_{yqu}^{tc} = \frac{M_y^{tt}}{1.15} = \frac{7.95}{1.15} = 6.913kNm$$

Ứng suất dưới đáy móng khối quy ước:

$$p_{tb}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} = \frac{49473.375}{114.212} = 433.171 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$p_{\max-\min}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} \pm \frac{\sum M_{xqu}^{tc}}{W_x} \pm \frac{\sum M_{yqu}^{tc}}{W_y}$$

$$p_{\max}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} + \frac{\sum M_{xqu}^{tc}}{W_x} + \frac{\sum M_{yqu}^{tc}}{W_y} = \frac{49473.375}{114.212} + \frac{193.617}{203.43} + \frac{6.913}{203.43} = 434.157 \text{ N} / \text{m}^2$$

$$p_{\min}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} - \frac{\sum M_{xqu}^{tc}}{W_x} - \frac{\sum M_{yqu}^{tc}}{W_y} = \frac{49473.375}{114.212} - \frac{193.617}{203.43} - \frac{6.913}{203.43} = 432.186 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Xác định sức chịu tải của đất nền theo trạng thái giới hạn II (Theo QPXD 45-70):

$$R^{tc} = m(AB_{qu}\gamma'_I + B\sigma'_{vp} + Dc_I)$$

Với $m=0.8$ là hệ số điều kiện làm việc

$$\sigma'_{vp} = D_f \gamma_I = 364.02 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Mũi cọc tại lớp đất 6b có: $\varphi = 29.42^\circ$, $c = 2.6 \text{ kN} / \text{m}^2$, $\gamma' = 9.88 \text{ kN} / \text{m}^3$

Ta có :

$$A = \frac{0.25\pi}{\cot \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} = 1.0994; B = 1 + \frac{\pi}{\cot \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} = 5.3977; D = \frac{\pi \cot \varphi}{\cot \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} = 7.7867$$

$$R^{tc} = m(AB_{qu}\gamma'_I + B\sigma'_{vp} + Dc_I) = 1 \times (1.0994 \times 11.287 \times 9.88 + 5.3977 \times 364.02 + 7.7867 \times 2.6) = 2107.72 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Điều kiện ổn định đất nền được thỏa mãn:

$$\begin{cases} p_{tb}^{tc} = 433.171 \text{ kN} / \text{m}^2 \leq R^{tc} = 2107.72 \text{ kN} / \text{m}^2 \\ p_{\max}^{tc} = 434.157 \text{ kN} / \text{m}^2 \leq 1.2R^{tc} = 2529.26 \text{ kN} / \text{m}^2 \\ p_{\min}^{tc} = 432.186 \text{ kN} / \text{m}^2 > 0 \end{cases}$$

Tính độ lún móng khối quy ước theo phương pháp tổng phân tổ qua các bước sau:

Áp lực gây lún.

$$p_{gl} = p_{tb}^{tc} - \sum \gamma'_i h_i = 433.171 - 364.02 = 69.151 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Chia lớp phân tổ: đất nền được chia thành các lớp đồng nhất với chiều dày thỏa điều kiện:

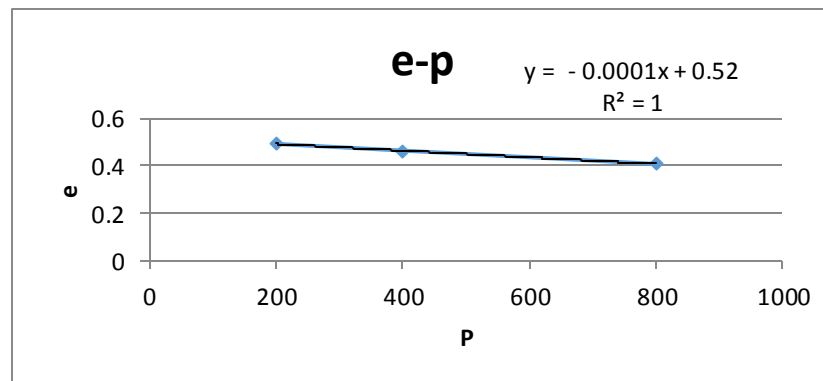
$$h_i \leq (0.4 \div 0.6)B_{qu} = (4.5m \div 6.8m)$$

Phía dưới móng khối quy ước là lớp cát đồng nhất, chia thành từng lớp 0.5m.

Xác định độ lún của từng lớp phân tổ và tính tổng độ lún.

Chọn mẫu 1-13

P (KN/m ²)	0	25	50	100	200	400	800
e	0.598	0.579	0.556	0.528	0.492	0.464	0.408



Độ sâu (m)	Z (m)	Z/B	k_0	σ_{zi} (kN/m ²)	σ_{1i} (kN/m ²)	σ_{1i} (kN/m ²)	σ_{2i} (kN/m ²)	e_{1i}	e_{2i}	Độ lún (cm)
-39	0	0.00	1.00	69.151	364.020					
						366.490	435.288	0.483	0.476	0.2319
-39	-1	0.04	0.99	68.446	368.960					
						371.430	439.435	0.483	0.476	0.2293
-40	-1	0.09	0.98	67.564	373.900					
						376.370	443.581	0.482	0.476	0.2267
-40	-2	0.13	0.97	66.859	378.840					
						381.310	447.728	0.482	0.475	0.2241
-41	-2	0.18	0.95	65.977	383.780					
						386.250	451.878	0.481	0.475	0.2215
-41	-3	0.22	0.94	65.279	388.720					
						391.190	455.086	0.481	0.474	0.2157
-42	-3	0.27	0.90	62.513	393.660					
						396.130	457.536	0.480	0.474	0.2074
-42	-4	0.31	0.87	60.300	398.600					
						401.070	460.263	0.480	0.474	0.2000
-43	-4	0.35	0.84	58.087	403.540					
						406.010	462.714	0.479	0.474	0.1916
-43	-5	0.40	0.80	55.321	408.480					
						410.950	464.957	0.479	0.474	0.1826
-44	-5	0.44	0.76	52.693	413.420					
						415.890	466.941	0.478	0.473	0.1727
-44	-6	0.49	0.71	49.408	418.360					
						420.830	468.925	0.478	0.473	0.1627
-45	-6	0.53	0.68	46.781	423.300					
						425.770	470.908	0.477	0.473	0.1528
-45	-7	0.58	0.63	43.496	428.240					
						430.710	472.996	0.477	0.473	0.1432
-46	-7	0.62	0.59	41.076	433.180					
						435.650	475.619	0.476	0.472	0.1354
-46	-8	0.66	0.56	38.863	438.120					
						440.590	478.070	0.476	0.472	0.1270
-47	-8	0.71	0.52	36.097	443.060					
						445.530	480.520	0.475	0.472	0.1186
-47	-9	0.75	0.49	33.884	448.000					
						450.470	482.971	0.475	0.472	0.1102
-48	-9	0.80	0.45	31.118	452.940					
						455.410	485.767	0.474	0.471	0.1029
-48	-10	0.84	0.43	29.597	457.880					
Tổng										3.3562

$$S = 3.356\text{cm} < [S_{gh}] = 8\text{cm} \Rightarrow \text{Thỏa điều kiện cho phép về độ lún.}$$

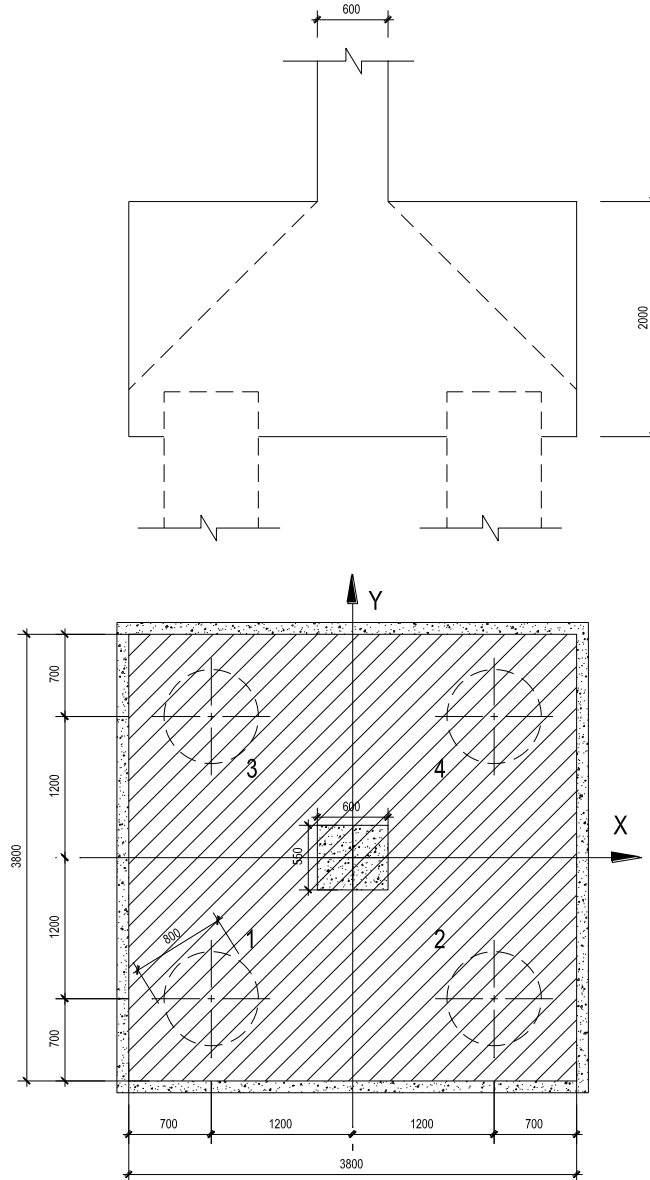
6.5.3.6. Kiểm tra điều kiện xuyên thủng

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

Chọn chiều cao đài là 2m

Chọn $a=12\text{cm}$, chiều cao làm việc của tiết diện đài: $h_0 = h_d - a = 2 - 0.12 = 1.88\text{m}$

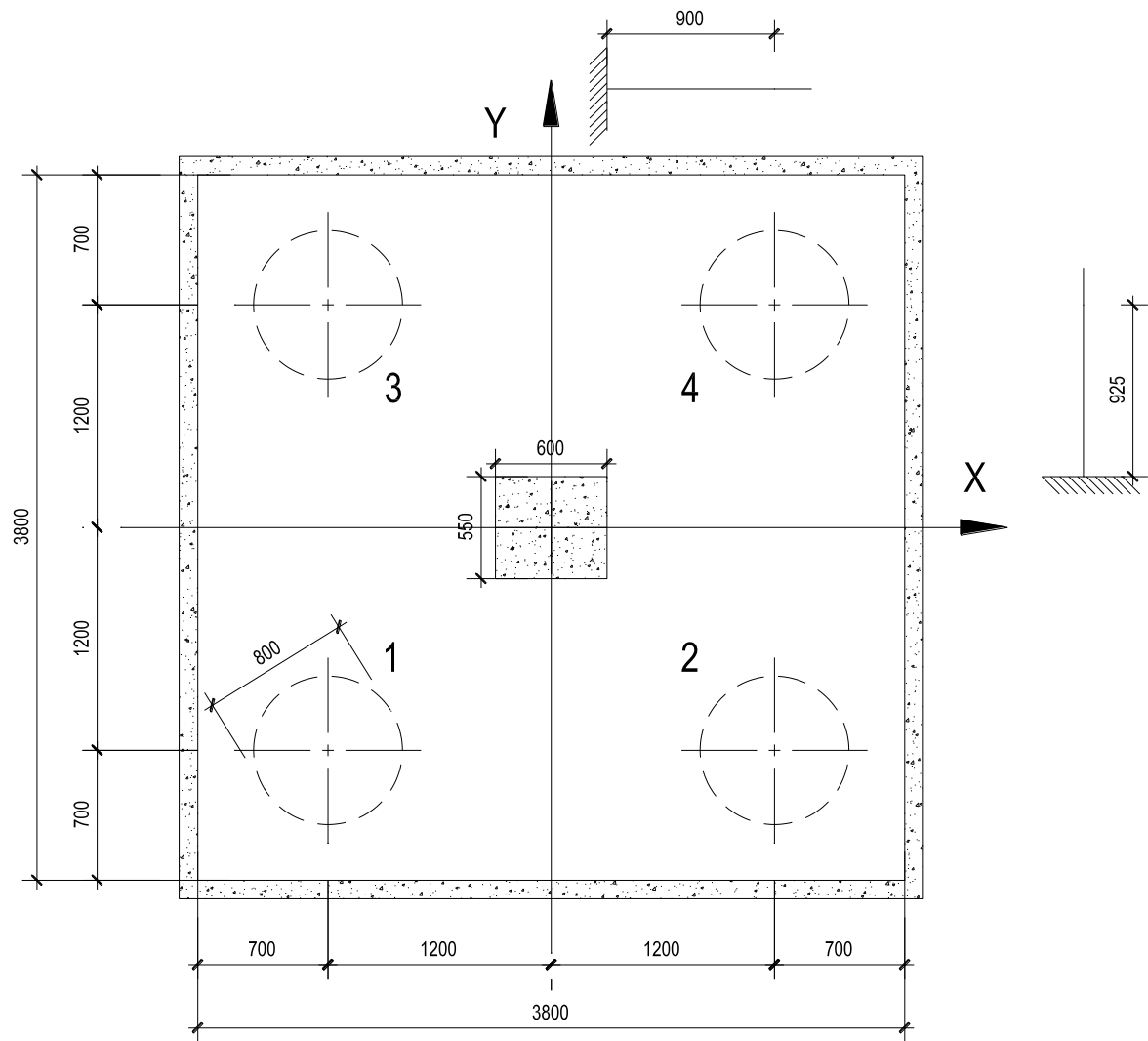
Tháp xuyên 45° có đáy lớn bao phủ toàn bộ cọc như hình vẽ



Vậy thỏa điều kiện chống xuyên thủng đài cọc.

6.5.3.7. Tính toán cốt thép cho đài cọc

Sơ đồ tính: Xem đài là bản consol một đầu ngàm vào mép cột, đầu còn lại tự do, giả thiết đài là tuyệt đối cứng.



Tính thép theo phương X:

$$\sum P l_i = P_2 l_2 + P_4 l_4 = (2066.29 + 2167.69) \times 0.9 = 3810.582 kNm$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{3810.582}{0.9 \times 14500 \times 3.8 \times 1.88^2} = 0.022$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 0.022$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.023 \times 0.9 \times 14500 \times 3.8 \times 1.88}{280000} = 76.58 cm^2$$

Chọn 23φ22 rải với khoảng cách a=170mm (A_s=87.43cm²)

Tính thép đặt theo phương Y:

$$\sum P_i l_i = P_3 l_3 + P_4 l_4 = (2055.67 + 2167.69) \times 0.925 = 3906.608 \text{ kNm}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{3906.608}{0.9 \times 14500 \times 3.8 \times 1.88^2} = 0.022$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 0.023$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.023 \times 0.9 \times 14500 \times 3.8 \times 1.88}{280000} = 76.581 \text{ cm}^2$$

Chọn 23 ϕ 22 rải với khoảng cách a=170mm ($A_s=87.43\text{cm}^2$)

6.5.3.8. Kiểm tra cọc chịu tải ngang

Ta kiểm tra cho trường hợp lực cắt tổng

$$\text{Lực cắt lớn nhất tại chân đài } Q''_{\max} = \sqrt{(Q_x''^2 + Q_y''^2)} = \sqrt{(12.79^2 + 132.23^2)} = 132.85 \text{ kN}$$

$$\text{Lực cắt tác dụng 1 cọc: } Q'' = \frac{Q''_{\max}}{4} = 33.212 \text{ kN}$$

Moment tại chân đài đã chuyển thành lực dọc trong cọc, nên cọc không có moment tác dụng. Chỉ có lực ngang tác dụng ở đầu cọc (tương ứng đáy đài).

$$\text{Moment quán tính tiết diện ngang của cọc: } I = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{\pi \times 0.8^4}{64} = 0.02 \text{ (m}^4\text{)}$$

$$\text{Môđun đàn hồi bê tông B25: } E_b = 30 \times 10^3 \text{ (MPa)} = 3 \times 10^7 \text{ (kN / m}^2\text{)}$$

$$\text{Chiều rộng quy ước cọc: } b_c = d + 1 = 1.8 \text{ m } (d \geq 0.8 \text{ m})$$

Hệ số nền K= 5000kN/m² tra bảng G.1 TCXD 205:1998 [3]

$$\text{Hệ số biến dạng: } \alpha_{bd} = \sqrt[5]{\frac{K b_c}{E_b I}} = \sqrt[5]{\frac{5000 \times 1.8}{3 \times 10^7 \times 0.02}} = 0.432$$

$$\text{Chiều dài cọc trong đất tính đối: } l_2 = l_e = \alpha_{bd} \times l = 0.432 \times 38.7 = 16.72 \text{ m.}$$

Tra bảng G.2 TCXD 205:1998: $A_0 = 2.441, B_0 = 1.621, C_0 = 1.751$ [3]

Xác định chuyển vị ngang y_0 và góc xoay ψ_0 ở đầu cọc

Chuyển vị ngang của tiết diện cọc bởi lực đơn vị $Q_0=1$ gây ra:

$$\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha_{bd}^3 \times E_b \times I} A_0 = \frac{1}{0.432^3 \times 3 \times 10^7 \times 0.02} \times 2.441 = 5.046 \times 10^{-5} \text{ (m / kN)}$$

Chuyển vị ngang của tiết diện cọc bởi lực đơn vị $M_0=1$ gây ra:

$$\delta_{HM} = \frac{1}{\alpha_{bd}^2 \times E_b \times I} B_0 = \frac{1}{0.432^2 \times 3 \times 10^7 \times 0.02} \times 1.621 = 1.45 \times 10^5 (m / kN)$$

Góc xoay của tiết diện cọc bởi lực đơn vị $Q_0=1$ gây ra:

$$\delta_{MH} = \delta_{HM} = 1.45 \times 10^5 (kN^{-1} \cdot m^{-1})$$

Moment uốn và lực cắt tại đầu cọc:

$$Q_0 = Q'' = 33.212 kN; M_0 = M + Ql_0 = 0$$

Chuyển vị ngang và góc xoay của cọc tại cao trình mặt đất:

$$y_0 = Q_0 \times \delta_{HH} + M_0 \times \delta_{HM} = 33.212 \times 5.046 \times 10^{-5} = 1.676 \times 10^{-3} (m)$$

$$\psi_0 = Q_0 \times \delta_{MH} + M_0 \times \delta_{MM} = 33.212 \times 1.45 \times 10^{-5} = 4.82 \times 10^{-4} (rad)$$

Tính toán chuyển vị ngang và góc xoay của cọc ở mức đáy đài:

$$\Delta = y_0 + \psi_0 l_0 + \frac{Hl_0^3}{3E_b I} + \frac{Ml_0^2}{2E_b I}$$

$$\psi = \psi_0 + \frac{Hl_0^2}{2E_b I} + \frac{Ml_0}{E_b I}$$

Trong đó l_0 là chiều dài cọc từ đáy đài đến mặt đất, cọc đài thấp $l_0=0$.

$$\Delta = y_0 = 1.676 \times 10^{-3} (m), \psi = \psi_0 = 4.82 \times 10^{-4} (rad)$$

Áp lực $\sigma_z (kN / m^2)$, moment uốn $M_z (kNm)$, lực cắt Q_z trong các tiết diện cọc được tính theo công thức sau:

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha_{bd}} z_e \left(y_0 \times A_1 - \frac{\psi_0}{\alpha_{bd}} B_1 + \frac{M_0}{\alpha_{bd}^2 E_b I} C_1 + \frac{H_0}{\alpha_{bd}^2 E_b I} D_1 \right)$$

$$M_z = \alpha_{bd}^2 E_b I y_0 A_3 - \alpha_{bd} E_b I \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_{bd}} D_3$$

$$Q_z = \alpha_{bd}^3 E_b I y_0 A_4 - \alpha_{bd}^2 E_b I \psi_0 B_4 + \alpha_{bd} M C_4 + H_0 D_4$$

Trong đó: z_e là chiều sâu tính đối, $z_e = \alpha_{bd} z$ với $\alpha_{bd} = 0.432$

$A_1, A_3, A_4, B_1, B_2, B_3, C_1, C_3, C_4, D_1, D_3, D_4$ tra bảng G.3 TCXD 205:1998 [3]

Bảng 6.28 – Moment dọc theo thân cọc:

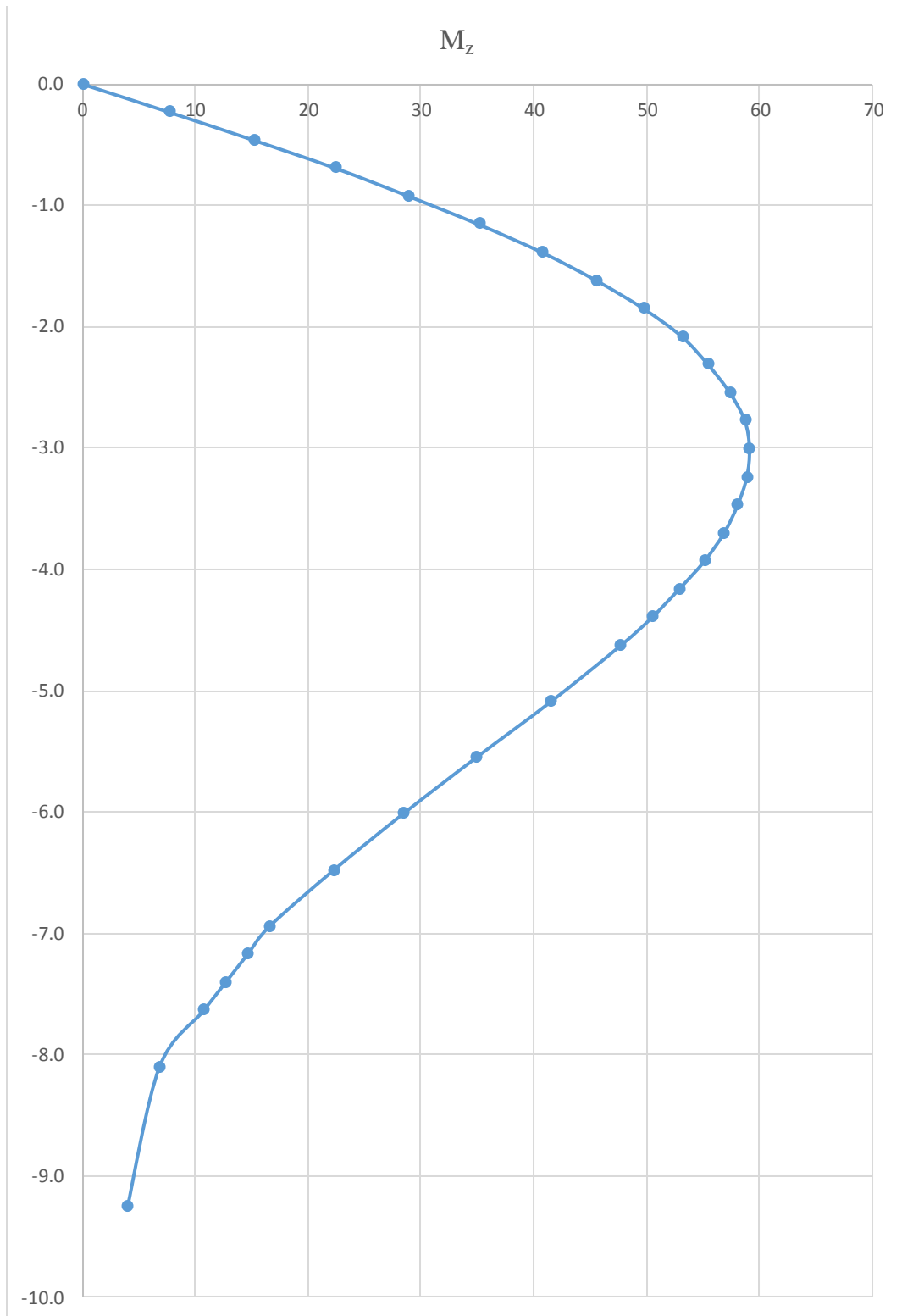
z	z_e	A3	B3	C3	D3	Mz (kNm)
0.0	0.0	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
0.2	0.1	0.000	0.000	1.000	0.100	7.688
0.5	0.2	-0.001	0.000	1.000	0.200	15.188
0.7	0.3	-0.004	-0.001	1.000	0.300	22.438
0.9	0.4	-0.011	-0.002	1.000	0.400	28.937
1.2	0.5	-0.021	-0.005	0.999	0.500	35.123
1.4	0.6	-0.036	-0.011	0.998	0.600	40.746
1.6	0.7	-0.057	-0.020	0.996	0.699	45.540
1.9	0.8	-0.085	-0.034	0.992	0.799	49.723
2.1	0.9	-0.121	-0.055	0.985	0.897	53.124
2.3	1.0	-0.167	-0.083	0.975	0.994	55.447
2.5	1.1	-0.222	-0.122	0.960	1.090	57.378
2.8	1.2	-0.287	-0.173	0.938	1.183	58.701
3.0	1.3	-0.365	-0.238	0.907	1.273	59.103
3.2	1.4	-0.455	-0.319	0.866	1.358	58.867
3.5	1.5	-0.559	-0.420	0.811	1.437	58.041
3.7	1.6	-0.676	-0.543	0.739	1.507	56.833
3.9	1.7	-0.808	-0.691	0.646	1.566	55.087
4.2	1.8	-0.956	-0.867	0.530	1.612	52.836
4.4	1.9	-1.118	-1.074	0.385	1.640	50.448
4.6	2.0	-1.295	-1.314	0.207	1.646	47.676
5.1	2.2	-1.693	-1.906	-0.271	1.575	41.487
5.6	2.4	-2.141	-2.663	-0.941	1.352	34.842
6.0	2.6	-2.621	-3.600	-1.877	0.917	28.382
6.5	2.8	-3.103	-4.718	-3.408	0.197	22.249
6.9	3.0	-3.541	-6.000	-4.688	-0.891	16.570
7.2	3.1	-3.617	-6.709	-5.818	-1.884	14.625
7.4	3.2	-3.692	-7.418	-6.949	-2.876	12.680
7.6	3.3	-3.768	-8.126	-8.079	-3.869	10.735
8.1	3.5	-3.919	-9.544	-10.340	-5.854	6.845
9.3	4.0	-1.614	-11.730	-17.910	-15.070	4.007

Bảng 6.29 –Lực cắt dọc theo thân cọc:

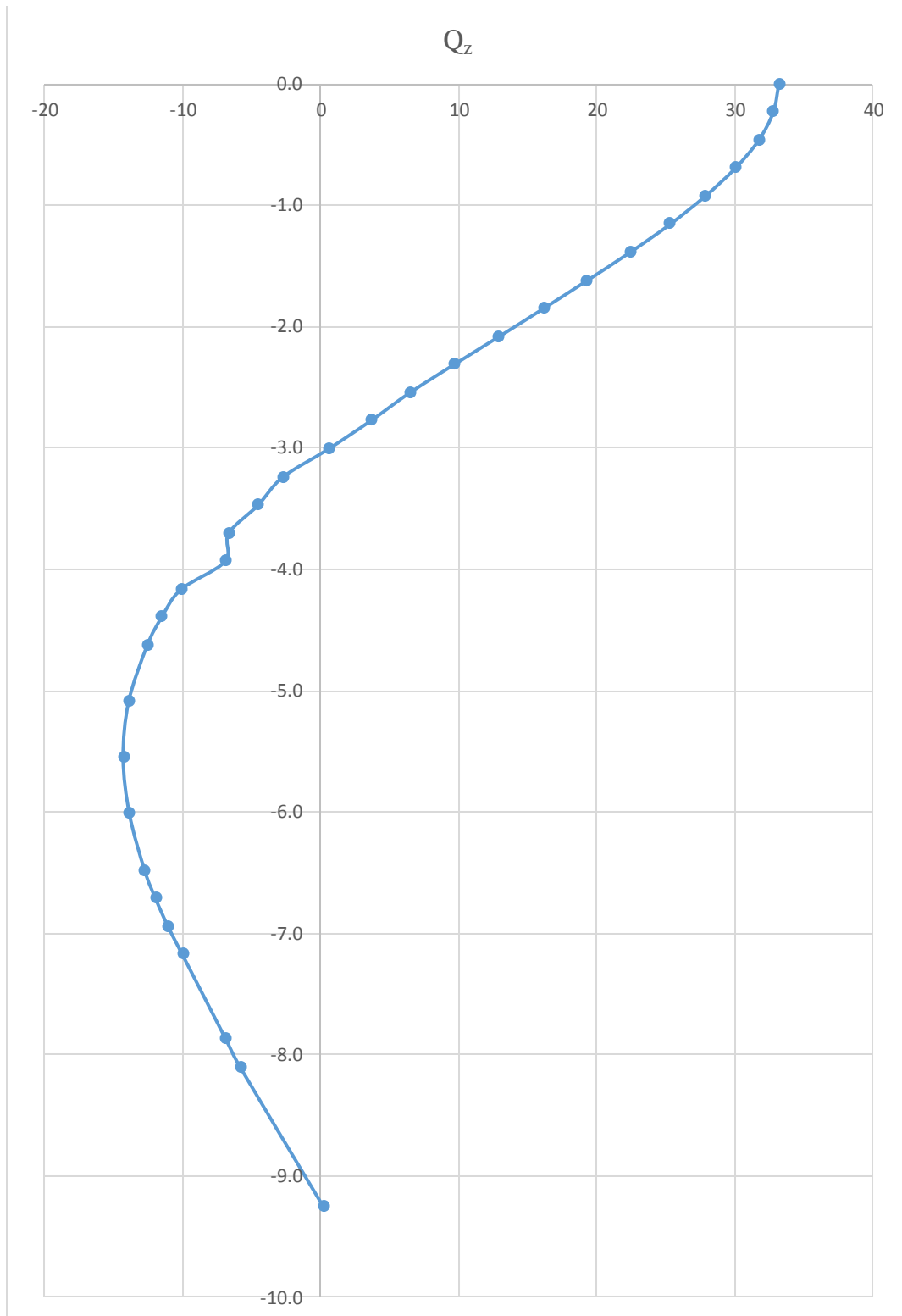
z	z_c	A4	B4	C4	D4	Q_z (kNm)
0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	1.000	33.212
0.2	0.1	-0.005	0.000	0.000	1.000	32.807
0.5	0.2	-0.020	-0.003	0.000	1.000	31.752
0.7	0.3	-0.045	-0.009	-0.001	1.000	30.049
0.9	0.4	-0.080	-0.021	-0.003	1.000	27.860
1.2	0.5	-0.125	-0.042	-0.008	0.999	25.311
1.4	0.6	-0.180	-0.072	-0.016	0.997	22.405
1.6	0.7	-0.245	-0.114	-0.030	0.994	19.303
1.9	0.8	-0.320	-0.171	-0.051	0.989	16.132
2.1	0.9	-0.404	-0.243	-0.082	0.980	12.909
2.3	1.0	-0.499	-0.333	-0.125	0.967	9.633
2.5	1.1	-0.603	-0.443	-0.183	0.946	6.441
2.8	1.2	-0.714	-0.575	-0.259	0.917	3.603
3.0	1.3	-0.838	-0.730	-0.356	0.876	0.554
3.2	1.4	-0.976	-0.91	-0.479	0.821	-2.746
3.5	1.5	-1.105	-1.116	-0.630	0.747	-4.544
3.7	1.6	-1.248	-1.350	-0.815	0.652	-6.663
3.9	1.7	-1.396	-1.643	-1.036	0.529	-6.933
4.2	1.8	-1.547	-1.906	-1.299	0.374	-10.129
4.4	1.9	-1.699	-2.227	-1.608	0.181	-11.537
4.6	2.0	-1.848	-2.578	-1.966	-0.057	-12.577
5.1	2.2	-2.125	-3.36	-2.849	-0.692	-13.918
5.6	2.4	-2.339	-4.228	-3.973	-1.592	-14.311
6.0	2.6	-2.437	-5.140	-5.355	-2.821	-13.852
6.5	2.8	-2.346	-6.023	-6.990	-4.445	-12.753
6.7	2.9	-2.158	-6.394	-7.915	-5.483	-11.962
6.9	3.0	-1.969	-6.765	-8.840	-6.520	-11.057
7.2	3.1	-1.360	-6.770	-9.810	-7.982	-10.013
7.9	3.4	0.465	-6.784	-12.720	-12.368	-6.880
8.1	3.5	1.074	-6.789	-13.690	-13.830	-5.836
9.3	4.0	9.244	-0.358	-15.610	-23.140	0.235

Bảng 6.30 – Giá trị áp lực ngang:

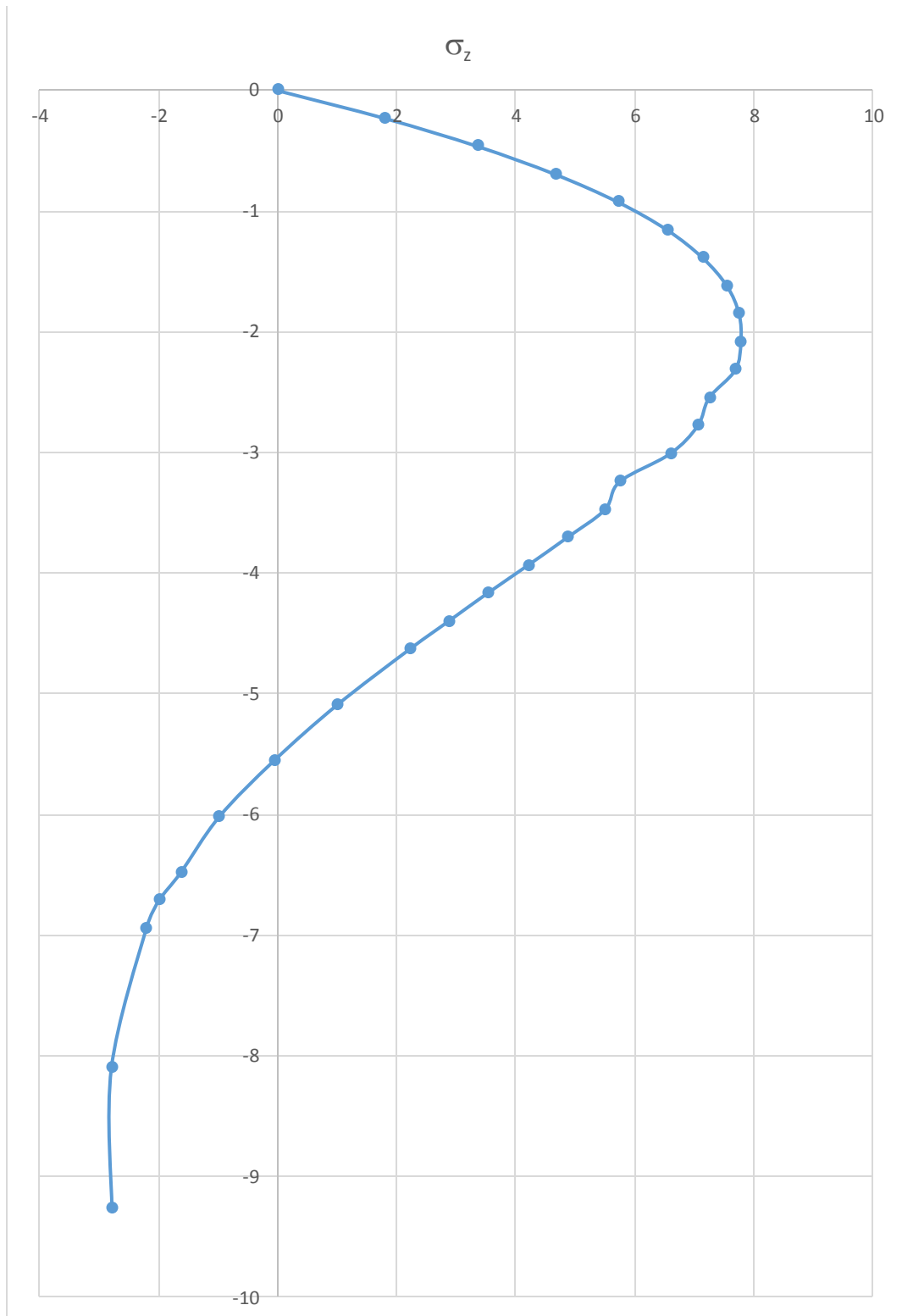
z	z_e	A1	B1	C1	D1	σ_z (kNm)
0.0	0.0	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.2	0.1	1.000	0.100	0.005	0.000	1.811
0.5	0.2	1.000	0.200	0.020	0.001	3.365
0.7	0.3	1.000	0.300	0.045	0.004	4.667
0.9	0.4	1.000	0.400	0.080	0.011	5.728
1.2	0.5	1.000	0.500	0.125	0.021	6.554
1.4	0.6	0.999	0.600	0.180	0.036	7.150
1.6	0.7	0.999	0.700	0.245	0.057	7.554
1.9	0.8	0.997	0.799	0.320	0.085	7.758
2.1	0.9	0.995	0.899	0.405	0.121	7.788
2.3	1.0	0.992	0.997	0.499	0.167	7.695
2.5	1.1	0.978	1.095	0.604	0.222	7.255
2.8	1.2	0.979	1.192	0.718	0.288	7.064
3.0	1.3	0.969	1.287	0.841	0.365	6.601
3.2	1.4	0.955	1.397	0.974	0.456	5.752
3.5	1.5	0.937	1.468	1.115	0.560	5.503
3.7	1.6	0.913	1.553	1.264	0.678	4.869
3.9	1.7	0.882	1.633	1.421	0.812	4.205
4.2	1.8	0.843	1.706	1.548	0.961	3.525
4.4	1.9	0.795	1.770	1.752	1.126	2.873
4.6	2.0	0.735	1.823	1.924	1.308	2.220
5.1	2.2	0.575	1.887	2.272	1.72	0.999
5.6	2.4	0.347	1.874	2.609	2.195	-0.063
6.0	2.6	0.033	1.755	2.907	2.724	-0.980
6.5	2.8	-0.385	1.490	3.128	3.288	-1.628
6.7	2.9	-0.657	1.265	3.177	3.573	-1.993
6.9	3.0	-0.928	1.037	3.225	3.858	-2.205
8.1	3.5	-2.928	-1.272	2.463	4.980	-2.792
9.3	4.0	-5.854	-5.941	-0.927	4.548	-2.783



Hình 6.24 – Biểu đồ moment dọc theo thân cọc



Hình 6.25 – Biểu đồ lực cắt dọc theo cọc:



Hình 6.26 – Biểu đồ áp lực ngang

Kiểm tra ổn định nền đất quanh cọc:

$$\sigma_z \leq [\sigma_z] = \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_1} (\sigma'_v \text{tg} \varphi_1 + \xi c_1)$$

Tại độ sâu $z = 2.08\text{m}$ so với đáy đài hay 6.58m (ở lớp đất thứ 4)

$$\sigma_{z\max} = 7.788 \text{ kN/m}^2, \sigma'_v = 69.394 \text{ kN/m}^3. \text{ Lớp 4 có } c_1 = 16 \text{ kN/m}^2, \varphi = 13.12^\circ$$

$$\begin{aligned} \sigma_z \leq [\sigma_z] &= \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_1} (\sigma'_v \text{tg} \varphi_1 + \xi c_1) = 1 \times 0.7 \times \frac{4}{\cos(13.12^\circ)} \times (69.394 \times \text{tg}(13.12^\circ) + 0.6 \times 16) \\ &= 74.1 \text{ kN/m}^2 > \sigma_{z\max} \end{aligned}$$

Vậy thỏa điều kiện ổn định nền đất quanh cọc

6.5.4. Thiết kế móng M2 (tại cột C7 và C10 khung trục 2)

Khoảng cách giữa 2 cột C7 và C10 $L=1.65m$ nên thiết kế móng đôi M2

6.5.4.1. Tìm tâm ảo cho móng M2

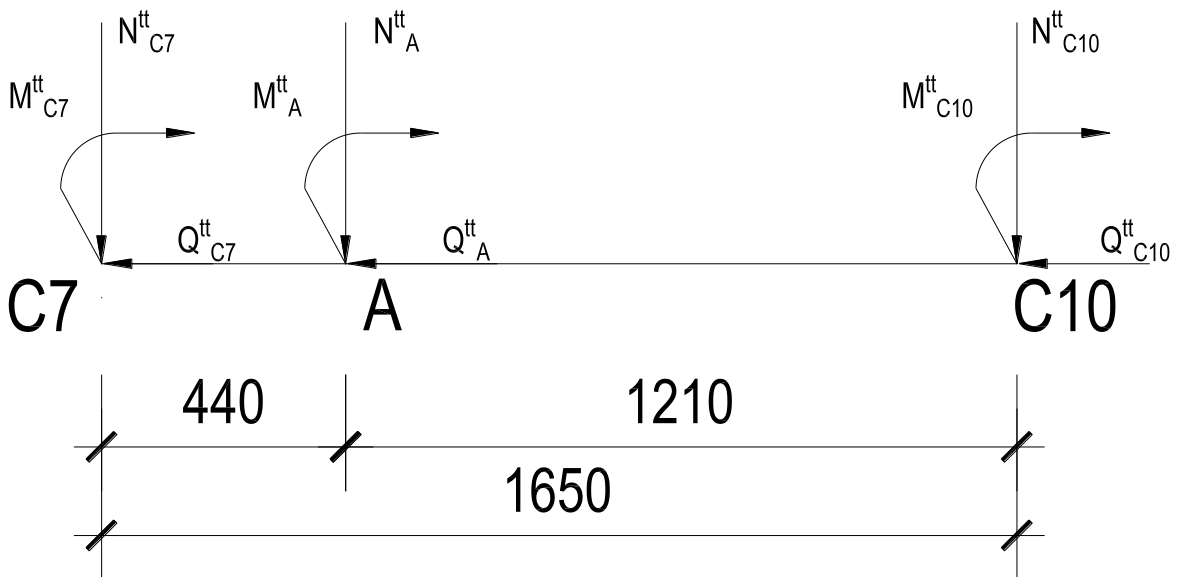
- Gọi a là khoảng cách từ tim cột C7 đến tâm ảo.
- Gọi b là khoảng cách từ tim cột C10 đến tâm ảo

$$L = a + b$$

$$N_{C7}'' \times a = N_{C10}'' \times b$$

$$a = \frac{L \times N_{C10}''}{N_{C7}'' + N_{C10}''} = \frac{1.65 \times 1784.55}{4858.34 + 1784.55} = 0.44m$$

$$b = L - a = 1.65 - 0.44 = 1.21m$$



6.5.4.2. Tải trọng tác dụng

Tổ hợp nội lực tại điểm A tại cao trình -2.5m so với mặt đất tự nhiên cao trình -0.5m như sau:

Tổ hợp $N_{\max}, M_{xtu}, M_{ytl}, Q_{xtu}, Q_{ytl}$

$$N_A'' = N_B'' + N_C'' = 1784.55 + 4858.34 = 6642.89(KN)$$

$$M_x'' = M_{C7}'' + M_{C10}'' - N_{C7}'' \times a + N_{C10}'' \times b = 36.419 - 2.423 - 4858.34 \times 0.44 + 1784.55 \times 1.21 = 55.63(KN.m)$$

$$Q_A'' = Q_{C7}'' + Q_{C10}'' = 35.31 - 2.78 = 32.53(KN)$$

$$Q_A'' = Q_{C7}'' + Q_{C10}'' = -65.19 + 0.58 = -64.61(KN)$$

Tương tự với các tổ hợp còn lại ta có bảng sau

Bảng 6.31 – Bảng tổ hợp nội lực

Vị trí cột	Tổ hợp	N	Q _x	Q _y	M _y	M _x
C7 và C10	N _{max} , M _x , M _y , Q _x , Q _y	-6642.89	32.53	-64.61	-55.75	55.63
	N, M _{xmax} , M _y , Q _x , Q _y	-5000.22	62.41	-62.19	-59.77	90.06
	N, M _x , M _y max, Q _x , Q _y	-5775.42	32.21	-113.70	-155.84	-67.80
	N, M _x , M _y , Q _x , Q _y max	-5775.42	32.21	-113.70	-155.84	-67.80
	N, M _x , M _y , Q _x max, Q _y	-6011.26	102.57	-77.28	-74.86	288.43

6.5.4.3. Xác định số lượng cọc trong đài

$$n_c = \frac{N''}{Q_{aTK}} \beta = \frac{6642.89}{2800} \times 1.4 = 3.32$$

Vậy chọn **n_c=4 cọc**

6.5.4.4. Bố trí cọc trong đài

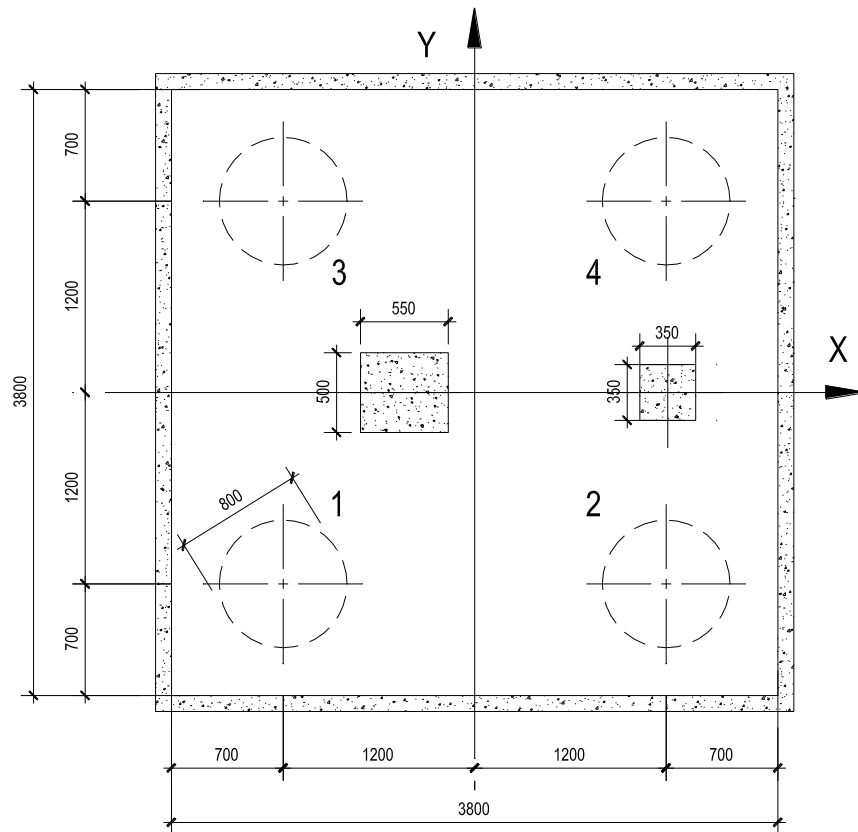
Chọn khoảng cách giữa các cọc phương x là 3d=2.4m

Chọn khoảng cách giữa các cọc phương y là 3d=2.4m

Khoảng cách giữa các mép cọc tới mép ngoài của đài chọn là 0.3m

Chọn cao trình đáy đài là -4.5m, chiều cao đài 2m

Ta được kết quả bố trí cọc như hình vẽ:



Hình 6.27 – Mặt bằng bố trí cọc móng MI

6.5.4.5. Kiểm tra cọc làm việc theo nhóm

Mục 3.9.9 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. [3]

Hệ số nhóm xác định theo công thức Converse – Labarre

$$\begin{aligned}\eta &= 1 - \operatorname{arctg} \left(\frac{d}{s} \right) \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90 \times n_1 \times n_2} \right] \\ &= 1 - \operatorname{arctg} \left(\frac{1}{3} \right) \left[\frac{(2 - 1) \times 1 + (2 - 1) \times 2}{90 \times 2 \times 2} \right] = 0.795\end{aligned}$$

n_1 : số hàng cọc trong nhóm cọc $n_1 = 2$

n_2 : số cọc trong một hàng $n_2 = 2$

s : khoảng cách 2 cọc tính từ tâm, thiên về an toàn lấy $s=3d$

Sức chịu tải của nhóm cọc:

$$Q_{nhóm} = \eta \times n_c \times Q_{c\grave{a}k} = 0.795 \times 4 \times 2800 = 8904kN > N^t = 6642.89kN$$

6.5.4.6. Kiểm tra phản lực đầu 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 $h_d=2m$

Trọng lượng tính toán của đài:

$$N_d = n \times \gamma_{bt} \times F_d \times h_d = 1.1 \times 25 \times 3.8 \times 3.8 \times 2 = 794.2kN$$

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

* **Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp** $N_{\max}, M_{xtu}, M_{ytu}, Q_{xtu}, Q_{ytu}$

$$\sum N^t = N_0^t + N_d = 6642.89 + 794.2 = 7437.09kN$$

$$\sum M_x^t = M_x^t + Q_y^t \times h + N^t \times e_y = 55.632 + 64.61 \times 2 = 184.852kNm$$

$$\sum M_y^t = M_y^t + Q_x^t \times h + N^t \times e_x = 55.753 + 32.53 \times 2 = 120.813kNm$$

Trong đó: e_y, e_x là độ lệch tâm của lực N^t so với trọng tâm nhóm cọc theo phương x, y .

Tải trọng tác dụng lên cọc:

$$P_i'' = \frac{\sum N''}{n} + \frac{\sum M_y'' \times x_i}{\sum x_i^2} + \frac{\sum M_x'' \times y_i}{\sum y_i^2}$$

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.
- M_x'' : tổng moment tính toán đáy đài quay quanh trục x tại trọng tâm nhóm cọc.
- M_y'' : tổng moment tính toán đáy đài quay quanh trục y tại trọng tâm nhóm cọc

Bảng 6.32 – Phản lực đầu cọc trường hợp N_{max}

Cọc	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	Tổng x_i^2	Tổng y_i^2	P_i
	m	m					kN
1	-1.20	-1.20	1.44	1.44	5.76	5.76	1795.59
2	1.20	-1.20	1.44	1.44			1845.93
3	-1.20	1.20	1.44	1.44			1872.61
4	1.20	1.20	1.44	1.44			1922.95

Vậy tải trọng tác dụng lên cọc đều thỏa $\begin{cases} P_{max} = 1922.95 \text{ kN} \leq [Q_a] = 2800 \text{ kN} \\ P_{min} = 1795.59 \text{ kN} \geq 0 \end{cases}$

* Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp $N_u, M_{xmax}, M_{yu}, Q_{xu}, Q_{yu}$

$$\sum N'' = N_0'' + N_d'' = 5000.22 + 794.2 = 5794.42 \text{ kN}$$

$$\sum M_x'' = M_x'' + Q_y'' \times h + N'' \times e_y = 90.057 + 62.19 \times 2 = 214.437 \text{ kNm}$$

$$\sum M_y'' = M_y'' + Q_x'' \times h + N'' \times e_x = 59.774 + 62.41 \times 2 = 184.594 \text{ kNm}$$

Bảng 6.33 – Phản lực đầu cọc trường hợp M_{xmax}

Cọc	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	Tổng x_i^2	Tổng y_i^2	P_i
	m	m					kN
1	-1.20	-1.20	1.44	1.44	5.76	5.76	1365.47
2	1.20	-1.20	1.44	1.44			1442.39
3	-1.20	1.20	1.44	1.44			1454.82
4	1.20	1.20	1.44	1.44			1531.74

Vậy tải trọng tác dụng lên cọc đều thỏa $\begin{cases} P_{max} = 1531.74 \text{ kN} \leq [Q_a] = 2800 \text{ kN} \\ P_{min} = 1365.47 \text{ kN} \geq 0 \end{cases}$

* **Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp** $N_{tu}, M_{xtu}, M_{y \max}, Q_{xtu}, Q_{ytu}$

$$\sum N'' = N_0'' + N_d'' = 5775.42 + 794.2 = 6569.62 kN$$

$$\sum M_x'' = M_x'' + Q_y'' \times h + N'' \times e_y = 67.796 + 113.7 \times 2 = 295.196 kNm$$

$$\sum M_y'' = M_y'' + Q_x'' \times h + N'' \times e_x = 155.84 + 32.21 \times 2 = 220.26 kNm$$

Bảng 6.34 – Phản lực đầu cọc trường hợp $M_{y \max}$

Cọc	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	Tổng x_i^2	Tổng y_i^2	P_i
	m	m					kN
1	-1.20	-1.20	1.44	1.44	5.76	5.76	1535.02
2	1.20	-1.20	1.44	1.44			1626.79
3	-1.20	1.20	1.44	1.44			1658.02
4	1.20	1.20	1.44	1.44			1749.79

Vậy tải trọng tác dụng lên cọc đều thỏa $\begin{cases} P_{\max} = 1749.79 kN \leq [Q_a] = 2800 kN \\ P_{\min} = 1535.02 kN \geq 0 \end{cases}$

* **Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp** $N_{tu}, M_{xtu}, M_{ytu}, Q_{x \max}, Q_{ytu}$

$$\sum N'' = N_0'' + N_d'' = 6011.26 + 794.2 = 6805.46 kN$$

$$\sum M_x'' = M_x'' + Q_y'' \times h + N'' \times e_y = 288.4331 + 77.28 \times 2 = 442.993 kNm$$

$$\sum M_y'' = M_y'' + Q_x'' \times h + N'' \times e_x = 74.857 + 102.57 \times 2 = 279.997 kNm$$

Bảng 6.35 – Phản lực đầu cọc trường hợp $Q_{x \max}$

Cọc	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	Tổng x_i^2	Tổng y_i^2	P_i
	m	m					kN
1	-1.20	-1.20	1.44	1.44	5.76	5.76	1550.74
2	1.20	-1.20	1.44	1.44			1667.41
3	-1.20	1.20	1.44	1.44			1735.32
4	1.20	1.20	1.44	1.44			1851.99

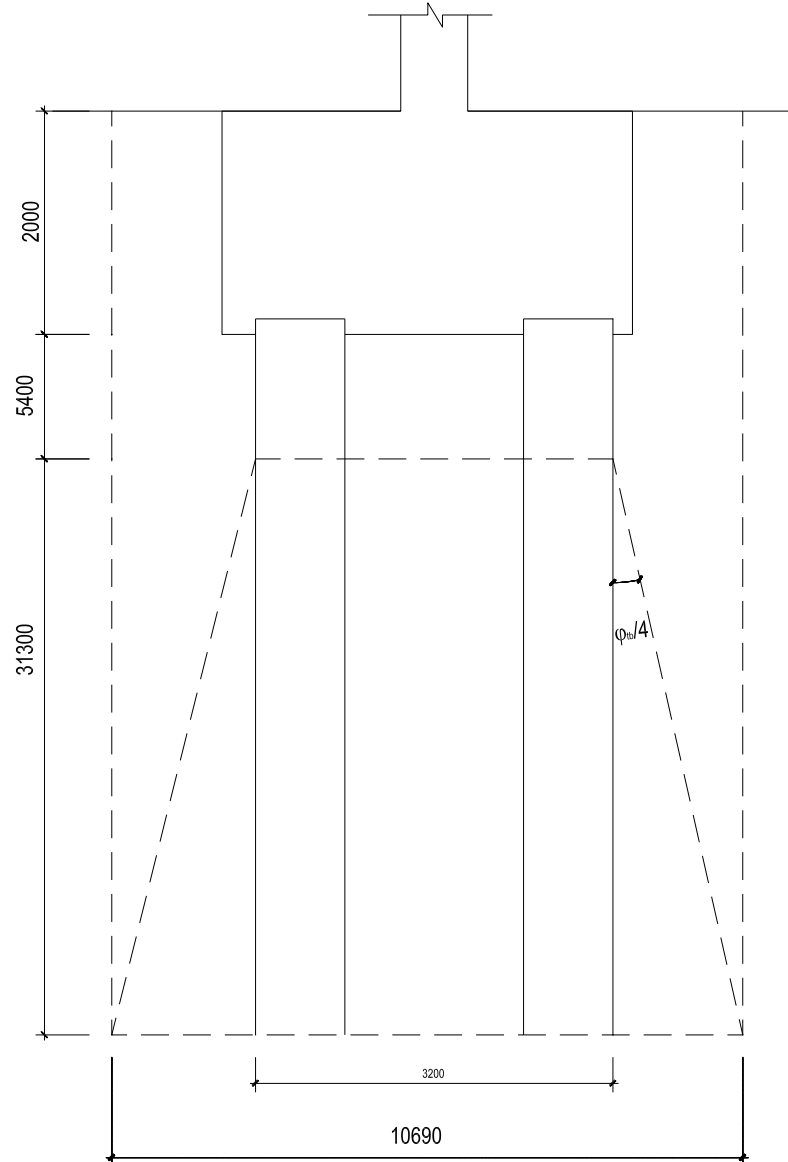
Vậy tải trọng tác dụng lên cọc đều thỏa $\begin{cases} P_{\max} = 1851.99 kN \leq [Q_a] = 2800 kN \\ P_{\min} = 1550.74 kN \geq 0 \end{cases}$

6.5.4.7. Kiểm tra nền dưới đáy khối móng quy ước với tổ hợp

$$N_{\max}, M_{xlu}, M_{ylu}, Q_{xlu}, Q_{ylu}$$

* 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 tựa vào lớp đất cứng được xác định như sau:



Hình 6.28 – 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:

$$\varphi_b = \frac{13.75 \times 3.2 + 26.52 \times 5.8 + 29.42 \times 22.3}{31.3} = 27.28^\circ$$

Chiều dài móng quy ước theo phương x:

$$L_{qu} = L_1 + 2L_{tb} \tan \frac{\varphi_{tb}}{4} = 3.2 + 2 \times 31.3 \times \tan \left(\frac{27.28}{4} \right) = 10.69m$$

$$B_{qu} = B_1 + 2L_{tb} \tan \frac{\varphi_{tb}}{4} = 3.2 + 2 \times 31.3 \times \tan \left(\frac{27.28}{4} \right) = 10.69m$$

Moment chống uốn của móng khối quy ước:

$$W_x = \frac{L_{qu} \times B_{qu}^2}{6} = \frac{10.69 \times 10.69^2}{6} = 203.612m^3$$

$$W_y = \frac{L_{qu}^2 \times B_{qu}}{6} = \frac{10.69^2 \times 10.69}{6} = 203.612m^3$$

Chiều cao khối móng quy ước: $H_{qu} = L_{tb} + L_1 + D_f = 31.3 + 7.4 = 38.7m$

Diện tích móng khối quy ước: $A_{qu} = B_{qu} \times L_{qu} = 10.69 \times 10.69 = 114.276m^2$

Khối lượng đất trong móng quy ước:

$$Q_d = A_{qu} \sum H_i \gamma_i = 114.276 \times (1.9 \times 9.26 + 1.9 \times 10.04 + 2.2 \times 9.8 + 3.2 \times 9.87 + 5.8 \times 9.29 + 22.3 \times 9.88) = 114.276 \times 364.02 = 41598.75kN$$

Khối lượng đất bị cọc, đài chiếm chỗ:

$$Q_{dc} = nA_p \sum H_i \gamma_i + \gamma V_{đài} = 4 \times 0.503 \times 364.02 + 10.04 \times 2 \times 3.8 \times 3.8 = 1022.363kN$$

Khối lượng cọc và đài bê tông:

$$Q_c = nA_p \gamma_{bt} L_c + W_{đài} = 4 \times 0.503 \times 25 \times 34.2 + 25 \times 3.8 \times 3.8 \times 2 = 2442.26kN$$

Khối lượng tổng trên móng quy ước:

$$Q_{qu} = Q_d + Q_c - Q_{dc} = 41598.75 + 2442.26 - 1022.363 = 43018.647kN$$

Tải trọng quy về đáy móng khối quy ước:

$$N_{qu}^{tc} = \frac{N_{đài}^{tt}}{1.15} + Q_{qu} = \frac{6642.89}{1.15} + 43018.647 = 48795.073kN$$

$$\sum M_{xqu}^{tc} = \frac{M_x^{tt}}{1.15} = \frac{55.63}{1.15} = 48.374kNm$$

$$\sum M_{yqu}^{tc} = \frac{M_y^{tt}}{1.15} = \frac{55.75}{1.15} = 48.478kNm$$

Ứng suất dưới đáy móng khối quy ước:

$$p_{tb}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} = \frac{48795.073}{114.276} = 426.993kN / m^2$$

$$p_{\max-\min}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} \pm \frac{\sum M_{xqu}^{tc}}{W_x} \pm \frac{\sum M_{yqu}^{tc}}{W_y}$$

$$p_{\max}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} + \frac{\sum M_{xqu}^{tc}}{W_x} + \frac{\sum M_{yqu}^{tc}}{W_y} = \frac{48795.073}{114.276} + \frac{48.374}{203.612} + \frac{48.478}{203.612} = 427.469N / m^2$$

$$p_{\min}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} - \frac{\sum M_{xqu}^{tc}}{W_x} - \frac{\sum M_{yqu}^{tc}}{W_y} = \frac{58237.558}{139.403} - \frac{48.374}{241.168} - \frac{48.478}{312.031} = 426.518kN / m^2$$

Xác định sức chịu tải của đất nền theo trạng thái giới hạn II (Theo QPXD 45-70):

$$R^{tc} = m(AB_{qu}\gamma'_I + B\sigma'_{vp} + Dc_I)$$

Với $m=0.8$ là hệ số điều kiện làm việc

$$\sigma'_{vp} = D_f\gamma'_I = 364.02kN / m^2$$

Mũi cọc tại lớp đất 6b có: $\varphi = 29.42^\circ$, $c = 2.6kN / m^2$, $\gamma' = 9.88kN / m^3$

Ta có :

$$A = \frac{0.25\pi}{\cot\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} = 1.0994; B = 1 + \frac{\pi}{\cot\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} = 5.3977; D = \frac{\pi \cot\varphi}{\cot\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} = 7.7867$$

$$R^{tc} = m(AB_{qu}\gamma'_I + B\sigma'_{vp} + Dc_I) = 1 \times (1.0994 \times 10.69 \times 9.88 + 5.3977 \times 364.02 + 7.7867 \times 2.6) = 2101.232kN / m^2$$

Điều kiện ổn định đất nền được thỏa mãn:

$$\begin{cases} p_{tb}^{tc} = 426.993kN / m^2 \leq R^{tc} = 2101.232kN / m^2 \\ p_{\max}^{tc} = 427.469kN / m^2 \leq 1.2R^{tc} = 2521.478kN / m^2 \\ p_{\min}^{tc} = 426.518kN / m^2 > 0 \end{cases}$$

Tính độ lún móng khối quy ước theo phương pháp tổng phân tổ qua các bước sau:

Áp lực gây lún.

$$p_{gl} = p_{tb}^{tc} - \sum \gamma'_i h_i = 426.993 - 364.02 = 62.973kN / m^2$$

Chia lớp phân tố: đất nền được chia thành các lớp đồng nhất với chiều dày thỏa điều kiện:

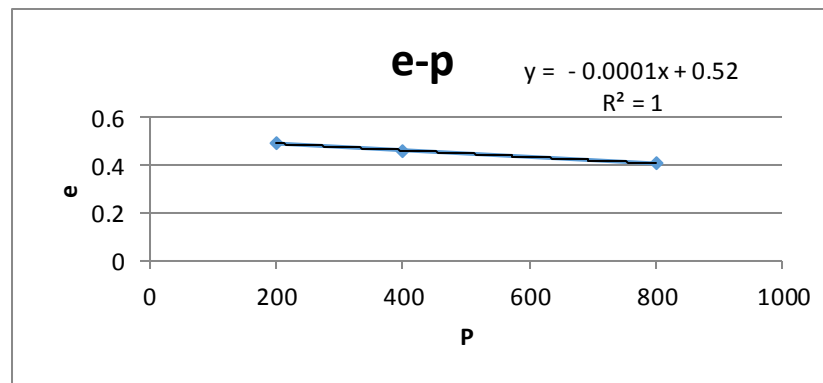
$$h_i \leq (0.4 \div 0.6)B_{qu} = (4.3m \div 6.5m)$$

Phía dưới móng khối quy ước là lớp cát đồng nhất, chia thành từng lớp 0.5m.

Xác định độ lún của từng lớp phân tố và tính tổng độ lún.

Bảng 6.36 – Kết quả thí nghiệm cố kết

P (KN/m ²)	0	25	50	100	200	400	800
e	0.598	0.579	0.556	0.528	0.492	0.464	0.408



Bảng 6.37 – Tính lún tổng phân tổ móng M2

Độ sâu (m)	Z (m)	Z/B	k_0	σ_{zi} (kN/m ²)	σ_{1i} (kN/m ²)	σ_{1i} (kN/m ²)	σ_{2i} (kN/m ²)	e_{1i}	e_{2i}	Độ lún (cm)
-38.7	0	0.00	1.00	62.97	364.02					
						366.49	429.23	0.48	0.48	0.211
-39.2	-1	0.05	0.99	62.50	368.96					
						371.43	433.74	0.48	0.48	0.210
-39.7	-1	0.09	0.99	62.12	373.90					
						376.37	438.26	0.48	0.48	0.209
-40.2	-2	0.14	0.98	61.65	378.84					
						381.31	442.77	0.48	0.48	0.207
-40.7	-2	0.18	0.97	61.27	383.78					
						386.25	446.79	0.48	0.48	0.204
-41.2	-3	0.23	0.95	59.80	388.72					
						391.19	449.92	0.48	0.48	0.198
-41.7	-3	0.28	0.92	57.66	393.66					
						396.13	452.93	0.48	0.47	0.192
-42.2	-4	0.32	0.89	55.95	398.60					
						401.07	455.94	0.48	0.47	0.185
-42.7	-4	0.37	0.85	53.80	403.54					
						406.01	458.61	0.48	0.47	0.178
-43.2	-5	0.42	0.82	51.40	408.48					
						410.95	461.23	0.48	0.47	0.170
-43.7	-5	0.46	0.78	49.16	413.42					
						415.89	463.65	0.48	0.47	0.162
-44.2	-6	0.51	0.74	46.35	418.36					
						420.83	466.06	0.48	0.47	0.153
-44.7	-6	0.55	0.70	44.11	423.30					
						425.77	468.48	0.48	0.47	0.145
-45.2	-7	0.60	0.66	41.31	428.24					
						430.71	470.84	0.48	0.47	0.136
-45.7	-7	0.65	0.62	38.95	433.18					
						435.65	473.65	0.48	0.47	0.129
-46.2	-8	0.69	0.59	37.06	438.12					

Độ sâu (m)	Z (m)	Z/B	k_0	σ_{zi} (kN/m ²)	σ_{1i} (kN/m ²)	σ_{1i} (kN/m ²)	σ_{2i} (kN/m ²)	e_{1i}	e_{2i}	Độ lún (cm)
-46.2	-8	0.69	0.59	37.06	438.12					
						440.59	476.47	0.48	0.47	0.122
-46.7	-8	0.74	0.55	34.70	443.06					
						445.53	479.28	0.48	0.47	0.114
-47.2	-9	0.78	0.52	32.81	448.00					
						450.47	482.24	0.47	0.47	0.108
-47.7	-9	0.83	0.49	30.73	452.94					
						455.41	485.20	0.47	0.47	0.101
-48.2	-10	0.88	0.46	28.84	457.88					
Tổng										3.134

$$S = 3.134\text{cm} < [S_{gh}] = 8\text{cm} \Rightarrow \text{Thỏa điều kiện cho phép về độ lún.}$$

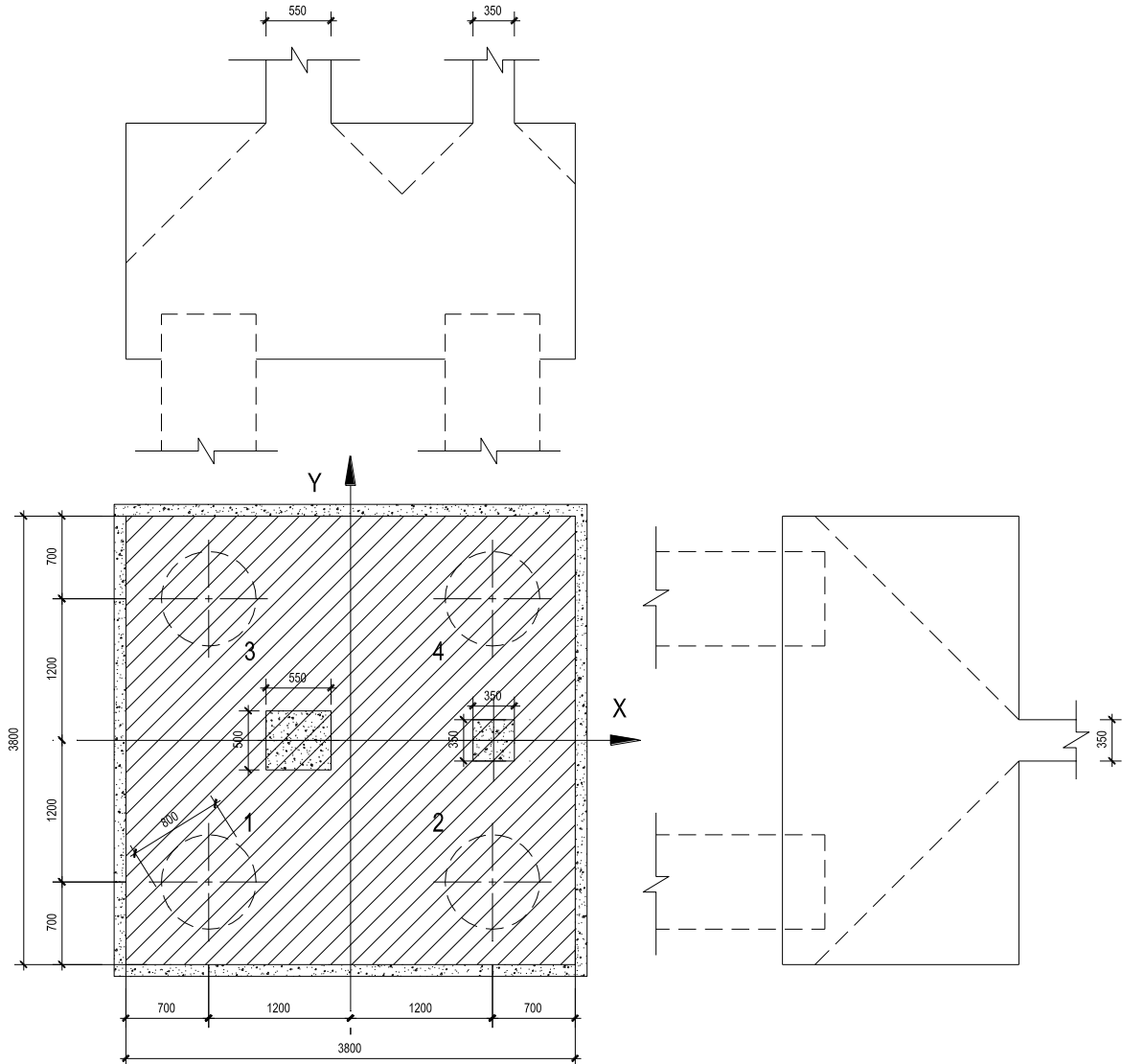
6.5.4.8. Kiểm tra điều kiện xuyên thủng

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

Chọn chiều cao đài là 2m

Chọn $a=12\text{cm}$, chiều cao làm việc của tiết diện đài: $h_0 = h_d - a = 2 - 0.12 = 1.88\text{m}$

Tháp xuyên 45° có đáy lớn bao phủ toàn bộ cọc như hình vẽ.



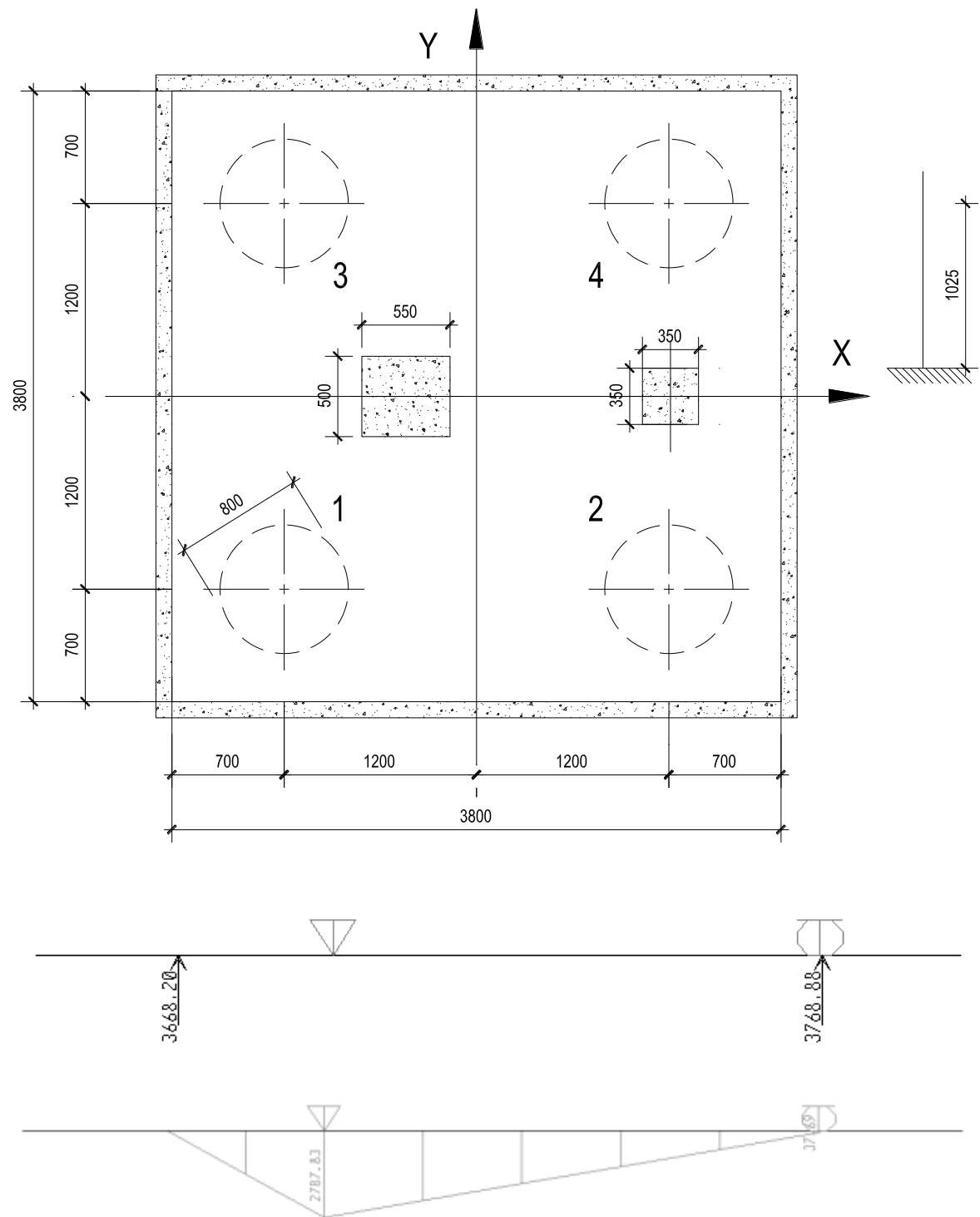
Hình 6.29 – Tháp xuyên thủng góc 45°

Vậy thỏa điều kiện chống xuyên thủng đài cọc.

6.5.4.9. Tính toán cốt thép cho đài cọc

* Tính nội lực theo phương X

Xem đài là một dầm đơn lật ngược tựa trên 2 gố là cọc, dầm có 2 đầu thừa, lực tác dụng lên dầm đơn này là các phản lực đầu cọc. Các giá trị nội lực được xác định bằng SAP2000.



Hình 6.30 – Sơ đồ tính và nội lực dài móng M2 theo phương X

*** Tính cốt thép theo phương X**

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{2787.83}{0.9 \times 14500 \times 3.8 \times 1.88^2} = 0.016$$

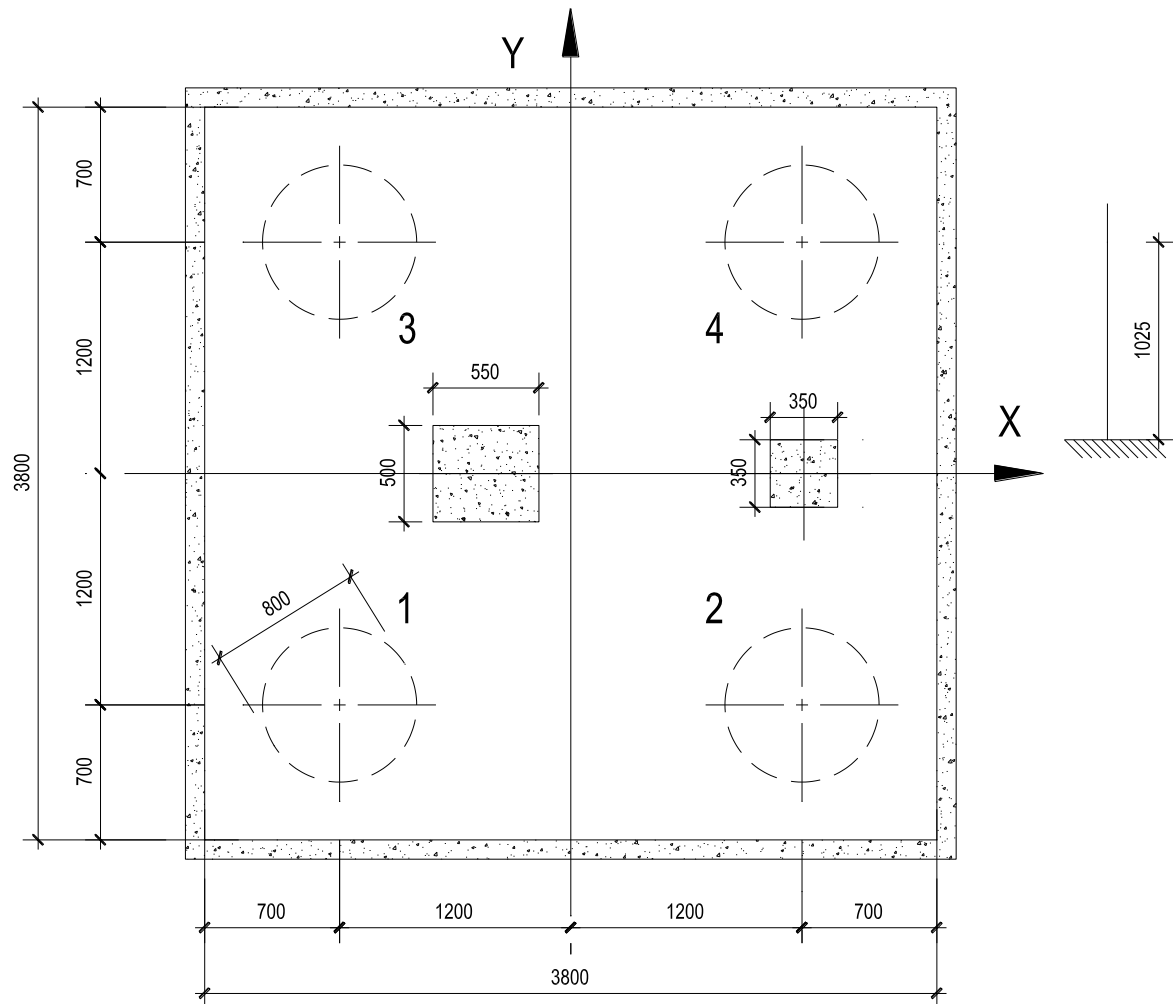
$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 0.016$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.016 \times 0.9 \times 14500 \times 3.8 \times 1.88}{280000} = 53.71 \text{ cm}^2$$

Chọn 23φ18 rải với khoảng cách a=170mm (As=58.53cm²)

*** Tính nội lực theo phương Y**

Xem cánh đài móng được ngầm vào các tiết diện đi qua chân cột và bị uốn bởi phân lực đầu cọc nằm ngoài mặt phẳng ngầm qua chân cột.



Hình 6.31 – Sơ đồ tính và nội lực đài móng M2 theo phương Y

$$\sum P l_i = P_{33} + P_{44} = (1872.61 + 1922.95) \times 1.025 = 3890.449 \text{ kNm}$$

*** Tính cốt thép theo phương Y**

Tính thép đặt theo phương Y:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{3890.449}{0.9 \times 14500 \times 3.8 \times 1.88^2} = 0.022$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 0.22$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.014 \times 0.9 \times 14500 \times 3.8 \times 1.88}{280000} = 74.75 \text{ cm}^2$$

Chọn 25 ϕ 20 rải với khoảng cách a=150 mm ($A_s=78.54 \text{ cm}^2$).

6.5.4.10. Kiểm tra cọc chịu tải ngang

Ta kiểm tra cho trường hợp lực cắt tổng

$$\text{Lực cắt lớn nhất tại chân đài } Q''_{\max} = \sqrt{(Q''_x)^2 + (Q''_y)^2} = \sqrt{(113.7^2 + 32.21^2)} = 118.17 \text{ kN}$$

$$\text{Lực cắt tác dụng 1 cọc: } Q'' = \frac{Q''_{\max}}{4} = 29.54 \text{ kN}$$

Moment tại chân đài đã chuyển thành lực dọc trong cọc, nên cọc không có moment tác dụng. Chỉ có lực ngang tác dụng ở đầu cọc (tương ứng đáy đài).

$$\text{Moment quán tính tiết diện ngang của cọc: } I = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{\pi \times 0.8^4}{64} = 0.02 \text{ (m}^4\text{)}$$

$$\text{Môđun đàn hồi bê tông B25: } E_b = 30 \times 10^3 \text{ (MPa)} = 3 \times 10^7 \text{ (kN / m}^2\text{)}$$

$$\text{Chiều rộng quy ước cọc: } b_c = d + 1 = 1.8 \text{ m } (d \geq 0.8 \text{ m})$$

Hệ số nền K= 5000kN/m² tra bảng G.1 TCXD 205:1998 [3]

$$\text{Hệ số biến dạng: } \alpha_{bd} = \sqrt[5]{\frac{K b_c}{E_b I}} = \sqrt[5]{\frac{5000 \times 1.8}{3 \times 10^7 \times 0.02}} = 0.432$$

$$\text{Chiều dài cọc trong đất tính đối: } l_2 = l_e = \alpha_{bd} \times l = 0.432 \times 38.7 = 16.72 \text{ m.}$$

Tra bảng G.2 TCXD 205:1998 $A_0 = 2.441, B_0 = 1.621, C_0 = 1.751$ [3]

Xác định chuyển vị ngang y_0 và góc xoay ψ_0 ở đầu cọc

Chuyển vị ngang của tiết diện cọc bởi lực đơn vị $Q_0=1$ gây ra:

$$\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha_{bd}^3 \times E_b \times I} A_0 = \frac{1}{0.432^3 \times 3 \times 10^7 \times 0.02} \times 2.441 = 5.046 \times 10^{-5} \text{ (m / kN)}$$

Chuyển vị ngang của tiết diện cọc bởi lực đơn vị $M_0=1$ gây ra:

$$\delta_{HM} = \frac{1}{\alpha_{bd}^2 \times E_b \times I} B_0 = \frac{1}{0.432^2 \times 3 \times 10^7 \times 0.02} \times 1.621 = 1.45 \times 10^5 (m / kN)$$

Góc xoay của tiết diện cọc bởi lực đơn vị $Q_0=1$ gây ra:

$$\delta_{MH} = \delta_{HM} = 1.45 \times 10^5 (kN^{-1} \cdot m^{-1})$$

Moment uốn và lực cắt tại đầu cọc:

$$Q_0 = Q'' = 29.54 kN; M_0 = M + Ql_0 = 0$$

Chuyển vị ngang và góc xoay của cọc tại cao trình mặt đất:

$$y_0 = Q_0 \times \delta_{HH} + M_0 \times \delta_{HM} = 29.54 \times 5.046 \times 10^{-5} = 1.49 \times 10^{-3} (m)$$

$$\psi_0 = Q_0 \times \delta_{MH} + M_0 \times \delta_{MM} = 29.54 \times 1.45 \times 10^{-5} = 4.28 \times 10^{-4} (rad)$$

Tính toán chuyển vị ngang và góc xoay của cọc ở mức đáy đài:

$$\Delta = y_0 + \psi_0 l_0 + \frac{Hl_0^3}{3E_b I} + \frac{Ml_0^2}{2E_b I}$$

$$\psi = \psi_0 + \frac{Hl_0^2}{2E_b I} + \frac{Ml_0}{E_b I}$$

Trong đó l_0 là chiều dài cọc từ đáy đài đến mặt đất, cọc đài thấp $l_0=0$.

$$\Delta = y_0 = 1.49 \times 10^{-3} (m), \psi = \psi_0 = 4.28 \times 10^{-4} (rad)$$

Áp lực $\sigma_z (kN / m^2)$, moment uốn $M_z (kNm)$, lực cắt Q_z trong các tiết diện cọc được tính theo công thức sau:

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha_{bd}} z_e \left(y_0 \times A_1 - \frac{\psi_0}{\alpha_{bd}} B_1 + \frac{M_0}{\alpha_{bd}^2 E_b I} C_1 + \frac{H_0}{\alpha_{bd}^2 E_b I} D_1 \right)$$

$$M_z = \alpha_{bd}^2 E_b I y_0 A_3 - \alpha_{bd} E_b I \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_{bd}} D_3$$

$$Q_z = \alpha_{bd}^3 E_b I y_0 A_4 - \alpha_{bd}^2 E_b I \psi_0 B_4 + \alpha_{bd} M C_4 + H_0 D_4$$

Trong đó: z_e là chiều sâu tính đối, $z_e = \alpha_{bd} z$ với $\alpha_{bd} = 0.432$

$A_1, A_3, A_4, B_1, B_2, B_3, C_1, C_3, C_4, D_1, D_3, D_4$ tra bảng G.3 TCXD 205:1998 [3]

Bảng 6.38 – Bảng tổng hợp bố trí thép sàn bản loại dầm.

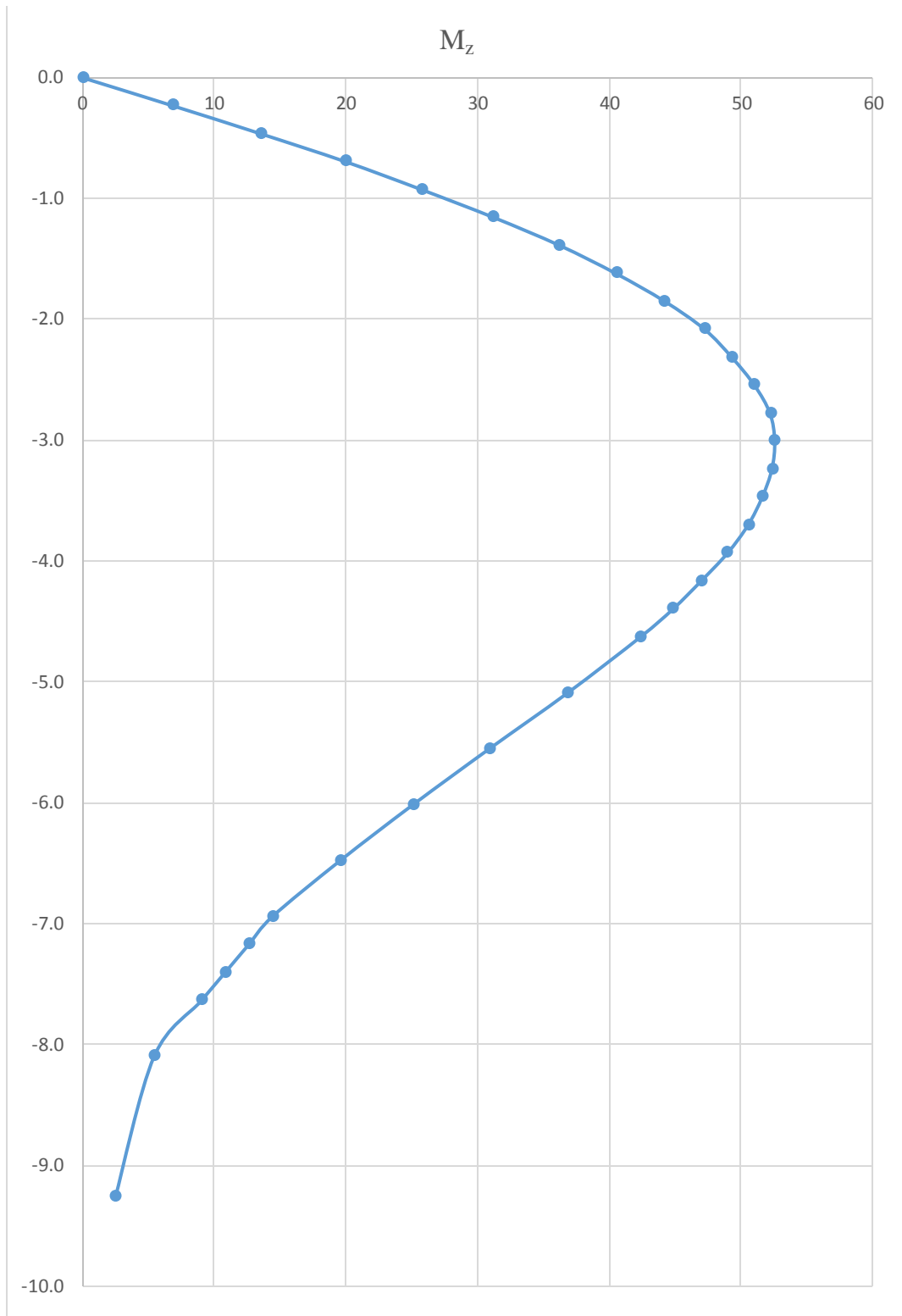
z	z_e	A3	B3	C3	D3	Mz (kNm)
0.0	0.0	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
0.2	0.1	0.000	0.000	1.000	0.100	6.838
0.5	0.2	-0.001	0.000	1.000	0.200	13.509
0.7	0.3	-0.004	-0.001	1.000	0.300	19.958
0.9	0.4	-0.011	-0.002	1.000	0.400	25.739
1.2	0.5	-0.021	-0.005	0.999	0.500	31.241
1.4	0.6	-0.036	-0.011	0.998	0.600	36.243
1.6	0.7	-0.057	-0.020	0.996	0.699	40.508
1.9	0.8	-0.085	-0.034	0.992	0.799	44.229
2.1	0.9	-0.121	-0.055	0.985	0.897	47.255
2.3	1.0	-0.167	-0.083	0.975	0.994	49.322
2.5	1.1	-0.222	-0.122	0.960	1.090	51.040
2.8	1.2	-0.287	-0.173	0.938	1.183	52.216
3.0	1.3	-0.365	-0.238	0.907	1.273	52.573
3.2	1.4	-0.455	-0.319	0.866	1.358	52.363
3.5	1.5	-0.559	-0.420	0.811	1.437	51.627
3.7	1.6	-0.676	-0.543	0.739	1.507	50.549
3.9	1.7	-0.808	-0.691	0.646	1.566	48.991
4.2	1.8	-0.956	-0.867	0.530	1.612	46.984
4.4	1.9	-1.118	-1.074	0.385	1.640	44.852
4.6	2.0	-1.295	-1.314	0.207	1.646	42.377
5.1	2.2	-1.693	-1.906	-0.271	1.575	36.845
5.6	2.4	-2.141	-2.663	-0.941	1.352	30.895
6.0	2.6	-2.621	-3.600	-1.877	0.917	25.095
6.5	2.8	-3.103	-4.718	-3.408	0.197	19.568
6.9	3.0	-3.541	-6.000	-4.688	-0.891	14.426
7.2	3.1	-3.617	-6.709	-5.818	-1.884	12.632
7.4	3.2	-3.692	-7.418	-6.949	-2.876	10.838
7.6	3.3	-3.768	-8.126	-8.079	-3.869	9.045
8.1	3.5	-3.919	-9.544	-10.340	-5.854	5.457
9.3	4.0	-1.614	-11.730	-17.910	-15.070	2.538

Bảng 6.39 – Bảng giá trị lực cắt dọc theo thân cọc:

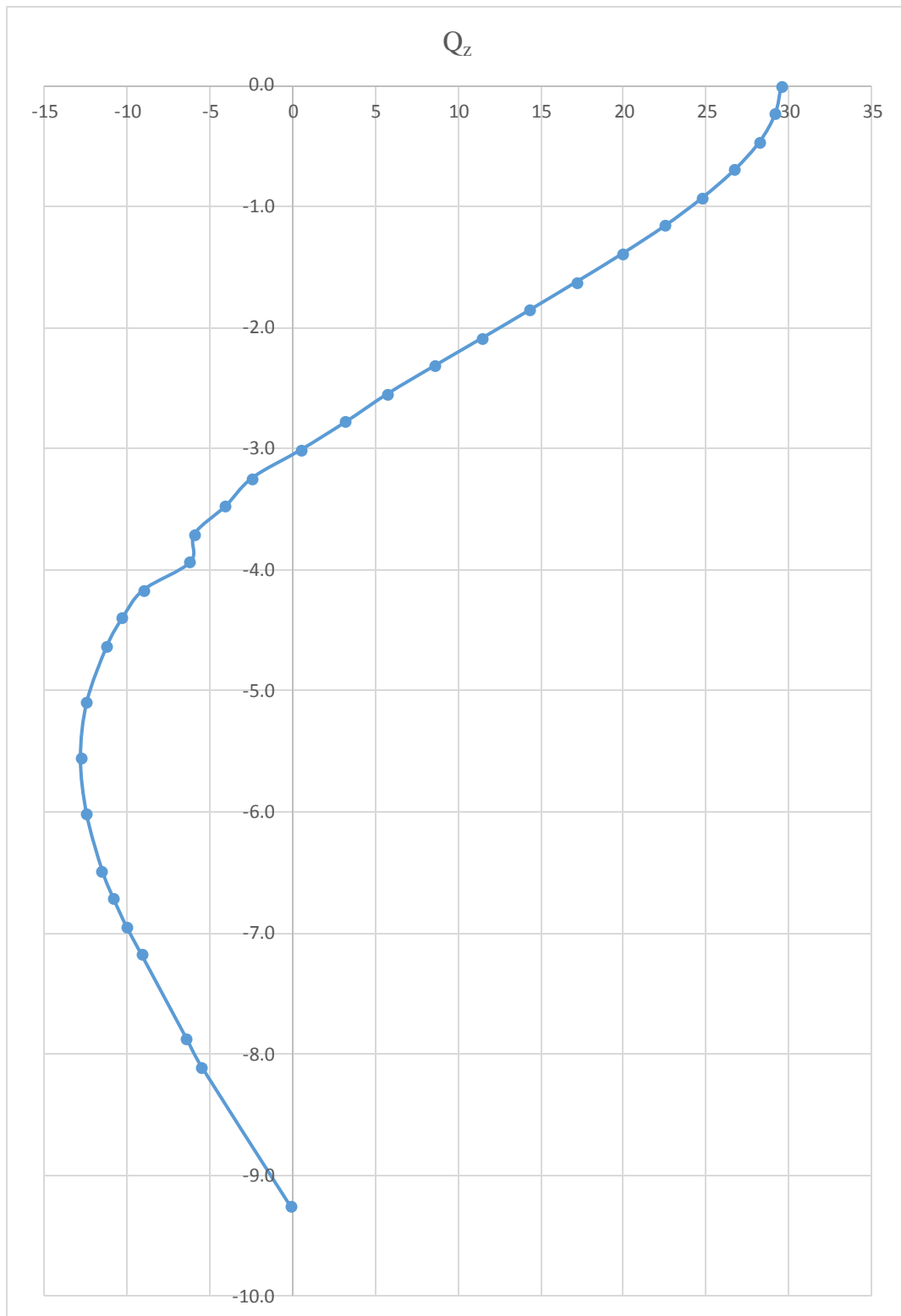
z	z_c	A4	B4	C4	D4	Q_z (kNm)
0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	1.000	29.540
0.2	0.1	-0.005	0.000	0.000	1.000	29.180
0.5	0.2	-0.020	-0.003	0.000	1.000	28.242
0.7	0.3	-0.045	-0.009	-0.001	1.000	26.728
0.9	0.4	-0.080	-0.021	-0.003	1.000	24.781
1.2	0.5	-0.125	-0.042	-0.008	0.999	22.515
1.4	0.6	-0.180	-0.072	-0.016	0.997	19.931
1.6	0.7	-0.245	-0.114	-0.030	0.994	17.172
1.9	0.8	-0.320	-0.171	-0.051	0.989	14.352
2.1	0.9	-0.404	-0.243	-0.082	0.980	11.485
2.3	1.0	-0.499	-0.333	-0.125	0.967	8.571
2.5	1.1	-0.603	-0.443	-0.183	0.946	5.730
2.8	1.2	-0.714	-0.575	-0.259	0.917	3.204
3.0	1.3	-0.838	-0.730	-0.356	0.876	0.490
3.2	1.4	-0.976	-0.91	-0.479	0.821	-2.448
3.5	1.5	-1.105	-1.116	-0.630	0.747	-4.052
3.7	1.6	-1.248	-1.350	-0.815	0.652	-5.942
3.9	1.7	-1.396	-1.643	-1.036	0.529	-6.189
4.2	1.8	-1.547	-1.906	-1.299	0.374	-9.038
4.4	1.9	-1.699	-2.227	-1.608	0.181	-10.298
4.6	2.0	-1.848	-2.578	-1.966	-0.057	-11.234
5.1	2.2	-2.125	-3.36	-2.849	-0.692	-12.450
5.6	2.4	-2.339	-4.228	-3.973	-1.592	-12.829
6.0	2.6	-2.437	-5.140	-5.355	-2.821	-12.456
6.5	2.8	-2.346	-6.023	-6.990	-4.445	-11.520
6.7	2.9	-2.158	-6.394	-7.915	-5.483	-10.838
6.9	3.0	-1.969	-6.765	-8.840	-6.520	-10.055
7.2	3.1	-1.360	-6.770	-9.810	-7.982	-9.147
7.9	3.4	0.465	-6.784	-12.720	-12.368	-6.423
8.1	3.5	1.074	-6.789	-13.690	-13.830	-5.515
9.3	4.0	9.244	-0.358	-15.610	-23.140	-0.118

Bảng 6.40 – Bảng giá trị áp lực ngang:

z	z_e	A1	B1	C1	D1	σ_z (kNm)
0.0	0.0	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.2	0.1	1.000	0.100	0.005	0.000	1.610
0.5	0.2	1.000	0.200	0.020	0.001	2.991
0.7	0.3	1.000	0.300	0.045	0.004	4.149
0.9	0.4	1.000	0.400	0.080	0.011	5.093
1.2	0.5	1.000	0.500	0.125	0.021	5.828
1.4	0.6	0.999	0.600	0.180	0.036	6.358
1.6	0.7	0.999	0.700	0.245	0.057	6.719
1.9	0.8	0.997	0.799	0.320	0.085	6.900
2.1	0.9	0.995	0.899	0.405	0.121	6.928
2.3	1.0	0.992	0.997	0.499	0.167	6.846
2.5	1.1	0.978	1.095	0.604	0.222	6.456
2.8	1.2	0.979	1.192	0.718	0.288	6.288
3.0	1.3	0.969	1.287	0.841	0.365	5.878
3.2	1.4	0.955	1.397	0.974	0.456	5.125
3.5	1.5	0.937	1.468	1.115	0.560	4.906
3.7	1.6	0.913	1.553	1.264	0.678	4.344
3.9	1.7	0.882	1.633	1.421	0.812	3.757
4.2	1.8	0.843	1.706	1.548	0.961	3.155
4.4	1.9	0.795	1.770	1.752	1.126	2.577
4.6	2.0	0.735	1.823	1.924	1.308	2.000
5.1	2.2	0.575	1.887	2.272	1.72	0.920
5.6	2.4	0.347	1.874	2.609	2.195	-0.017
6.0	2.6	0.033	1.755	2.907	2.724	-0.826
6.5	2.8	-0.385	1.490	3.128	3.288	-1.397
6.7	2.9	-0.657	1.265	3.177	3.573	-1.720
6.9	3.0	-0.928	1.037	3.225	3.858	-1.908
8.1	3.5	-2.928	-1.272	2.463	4.980	-2.446
9.3	4.0	-5.854	-5.941	-0.927	4.548	-2.528

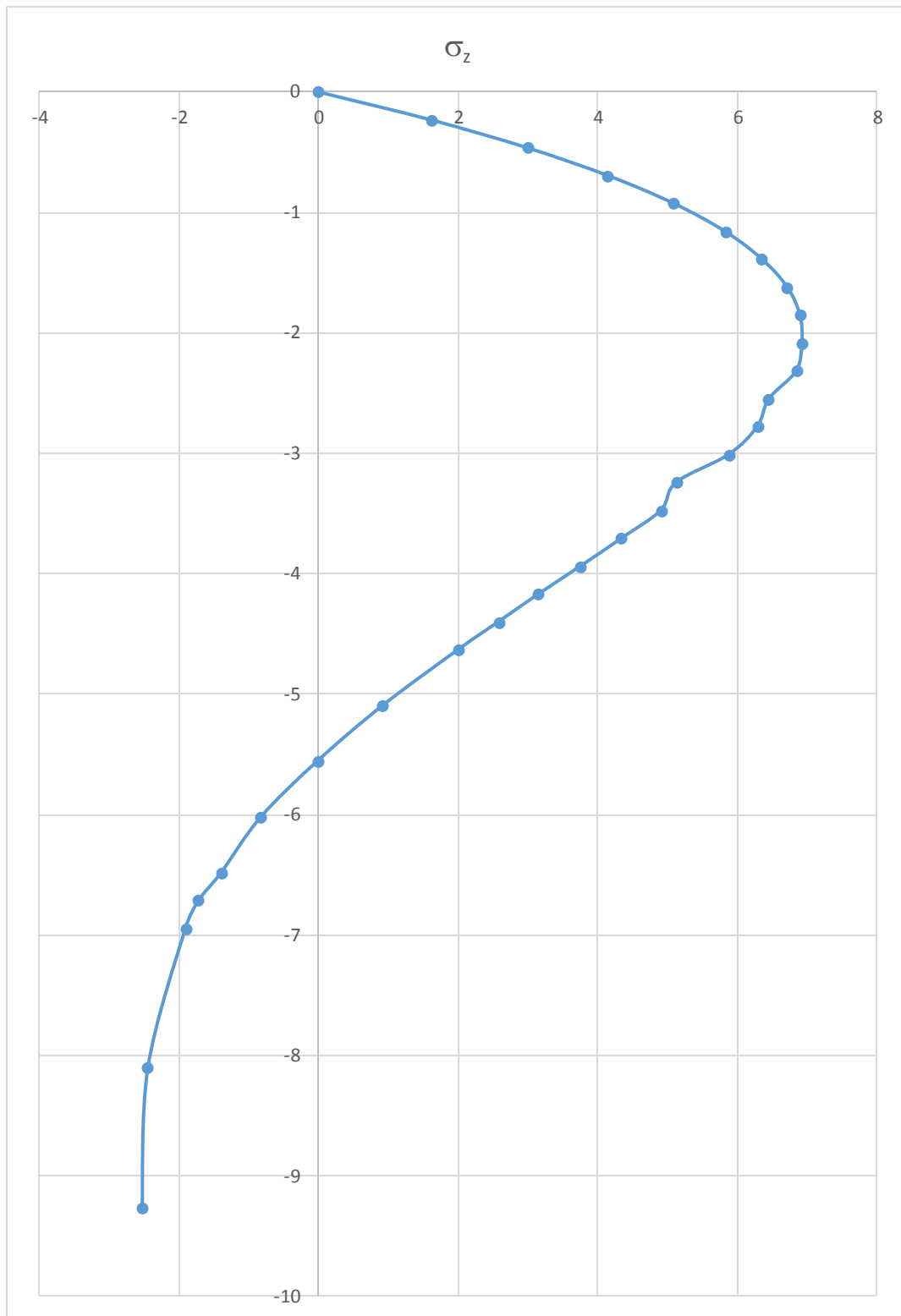


Hình 6.32 – Biểu đồ moment dọc theo thân cọc



Hình 6.33 – Biểu đồ lực cắt dọc theo thân cọc

Biểu đồ áp lực ngang:



Hình 6.34 – Biểu đồ áp lực ngang

Kiểm tra ổn định nền đất quanh cọc:

$$\sigma_z \leq [\sigma_z] = \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_1} (\sigma'_v \operatorname{tg} \varphi_1 + \xi c_1)$$

Tại độ sâu $z = 2.08\text{m}$ so với đáy đài hay 6.58m (ở lớp đất thứ 4)

$$\sigma_{z\max} = 6.928\text{kN/m}^2, \sigma'_v = 69.394\text{kN/m}^3. \text{ Lớp 4 có } c_1 = 16\text{kN/m}^2, \varphi = 13.12^\circ$$

$$\begin{aligned}\sigma_z \leq [\sigma_z] &= \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_1} (\sigma'_v \text{tg} \varphi_1 + \xi c_1) = 1 \times 0.7 \times \frac{4}{\cos(13.12^\circ)} \times (69.394 \times \text{tg}(13.12^\circ) + 0.6 \times 16) \\ &= 74.1\text{kN/m}^2 > \sigma_{z\max}\end{aligned}$$

Vậy thỏa điều kiện ổn định nền đất quanh cọc

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Bộ Xây Dựng, Công ty tư vấn xây dựng dân dụng Việt Nam, Cấu tạo bê tông cốt thép, Hà Nội: NXB Xây dựng, 2009.
- [2] Bộ Xây Dựng, TCVN 5574 : 2012 Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép – Tiêu chuẩn thiết kế, Hà Nội: NXB Xây dựng, 2012.
- [3] Bộ Xây Dựng, TCXD 205 : 1998 Móng cọc – Tiêu chuẩn thiết kế, NXB Xây dựng, Hà Nội: NXB Xây dựng, 1998.
- [4] Bộ Xây Dựng, TCXD 2737 : 1995 Tải trọng và tác động – Tiêu chuẩn thiết kế, Hà Nội: NXB Xây dựng, 1995.
- [5] Nguyễn Đình Cống, Sàn sườn bê tông toàn khối, Hà Nội: NXB Xây dựng, 2008.
- [6] Nguyễn Đình Cống, Tính toán tiết diện cột bê tông cốt thép, Hà Nội: NXB Xây Dựng, 2011.
- [7] Phan Quang Minh, Ngô Thế Phong and Nguyễn Đình Cống, Kết cấu bê tông cốt thép (Phần cấu kiện cơ bản), Hà Nội: NXB Khoa học và kỹ thuật, 2008.
- [8] Võ Bá Tầm, Kết cấu bê tông cốt thép tập 3 (các cấu kiện đặc biệt), TP. Hồ Chí Minh: NXB Đại học Quốc Gia, 2008.
- [9] Võ Phán and Hoàng Thế Thao, Phân tích và tính toán móng cọc, TPHCM: NXB Đại học quốc gia, 2012.
- [10] Võ Phán and Phan Lưu Minh Phương, Cơ học đất, Hà Nội: NXB Xây dựng, 2011.
- [11] Vũ Mạnh Hùng, Sổ tay thực hành kết cấu công trình, Hà Nội: NXB Xây dựng, 1999.