

**BỘ GIÁO DỤC ĐÀO TẠO
TRƯỜNG ĐẠI HỌC CÀN THƠ
KHOA CÔNG NGHỆ**



LUẬN VĂN TỐT NGHIỆP ĐẠI HỌC

**THIẾT KẾ KỸ THUẬT
TRỤ SỞ LÀM VIỆC XÃ TÂN ÂN
(CÀ MÀU)**

**CÁN BỘ HƯỚNG DẪN
Ths. HỒ NGỌC TRI TÂN**

**SINH VIÊN THỰC HIỆN
Cao Minh Thành
MSSV: DC1762H317
Ngành: Kỹ Thuật XD-VB2 Khoá 2017**

Tháng 06/2021

**BỘ GIÁO DỤC ĐÀO TẠO
TRƯỜNG ĐẠI HỌC CÀN THƠ
KHOA CÔNG NGHỆ**



LUẬN VĂN TỐT NGHIỆP ĐẠI HỌC

**THIẾT KẾ KỸ THUẬT
TRỤ SỞ LÀM VIỆC XÃ TÂN ÂN
(CÀ MÀU)**

**CÁN BỘ HƯỚNG DẪN
Ths. HỒ NGỌC TRI TÂN**

**SINH VIÊN THỰC HIỆN
Cao Minh Thành
MSSV: DC1762H317
Ngành: Kỹ Thuật XD-VB2 Khoá 2017**

Tháng 06/2021

LỜI CÁM ƠN

--- &  ---

Luận văn tốt nghiệp và một bước ngoặc lớn đối với các sinh viên ngành kỹ thuật vì luận văn là nơi mà sinh viên tổng hợp lại tất cả những kiến thức mình đã được truyền đạt, học hỏi và tích lũy được sau gần 4 năm học tập và cũng là cơ hội để sinh viên tìm kiếm những kiến thức mới để ứng dụng vào luận văn và cho sau này.

Được sự phân công của Bộ Môn Kỹ Thuật Xây Dựng, Khoa Công Nghệ, Trường Đại học Cần Thơ và sự đồng ý của cán bộ hướng dẫn ThS. Hồ Ngọc Tri Tân em đã thực hiện đề tài luận văn tốt nghiệp theo hướng thiết kế kết cấu chính công trình Trụ Sở Làm Việc Xã Tân Ân -Huyện Ngọc Hiển-Tỉnh Cà Mau.

Em xin chân thành cảm ơn Ban Giám Hiệu trường, Ban Chủ Nhiệm Khoa Công Nghệ cùng tất cả các quý thầy cô đã tạo điều kiện thuận lợi cho em học tập nâng cao cả về kiến thức lẫn đạo đức lối sống.

Em xin gửi lời cảm ơn chân thành nhất đến các Thầy Cô trong Bộ môn Kỹ Thuật Xây Dựng đã tận tình truyền dạy những kiến thức quý báu trong thời gian em học tại trường cũng như trong thời gian em làm luận văn.

Em đặc biệt gửi lời cảm ơn đến thầy Hồ Ngọc Tri Tân, người đã tận tình quan tâm, chỉ bảo, truyền dạy những kiến thức và kinh nghiệm quý báu trong suốt thời gian làm luận văn.

Cảm ơn Gia đình đã tạo điều kiện học tập để em có ngày hôm nay. Và chân thành cảm ơn các bạn của tôi đã giúp đỡ tôi trong thời gian qua.

Tuy đã dành rất nhiều thời gian, tâm huyết và sự nỗ lực lớn của bản thân trong suốt quá trình làm luận văn, nhưng do còn hạn chế về mặt kiến thức và kinh nghiệm thực tiễn nên sai sót là không thể tránh khỏi. Em rất mong nhận được sự quan tâm, đóng góp ý kiến và chỉ bảo của các Thầy Cô.

Em xin chúc các Thầy Cô thật nhiều sức khỏe và công tác tốt.

Trân trọng

Cần Thơ, ngày 13 tháng 09 năm 2021

Sinh viên thực hiện



Cao Minh Thành

MỤC LỤC

Chương I Tổng quan về kiến trúc công trình.....	1
1.1. Đặc điểm kiến trúc công trình	1
1.1.1. Hình dạng, kích thước mặt bằng công trình	1
1.1.2. Cao độ mặt sân, nền trệt, nền sảnh đón, nền mái đón, nền sàn và nhà vệ sinh các tầng lầu, tầng mái	3
1.1.3. Chức năng của mỗi khối nhà, mỗi tầng nhà, mỗi phòng, mỗi diện tích...	5
1.1.4. Giải pháp mặt đứng kiến trúc công trình.....	5
1.2. Các giải pháp kỹ thuật chính của công trình	6
1.2.1. Giải pháp kết cấu thân nhà	6
1.2.2. Giải pháp kết cấu nền móng	6
1.2.3. Giải pháp thông thoáng và chiếu sáng	6
1.2.4. Giải pháp về cấp điện và máy lạnh.....	7
1.2.5. Giải pháp cấp - thoát nước và phòng hỏa cho công trình.....	7
1.3. Địa điểm và đặc điểm nơi xây dựng công trình.....	8
1.3.1. Địa điểm	8
1.3.2. Đặc điểm khí hậu.....	8
1.3.3. Đặc điểm địa chất công trình và địa chất thủy văn	9
1.3.4. Đặc điểm địa hình địa vật nơi xây dựng công trình	9
Chương II Tiêu chuẩn và tải trọng thiết kế.....	10
2.1. Vật liệu.....	10
2.1.1. Yêu cầu về vật liệu sử dụng cho công trình	10
2.1.2. Bê tông (theo TCVN 5574 - 2012).....	10
2.1.3. Cốt thép (theo TCVN 5574 - 2012)	10
2.1.4. Vật liệu khác	11
2.2. Tiêu chuẩn tính toán	11
2.3. Tải trọng tính toán.....	11
2.3.1. Tĩnh tải.....	11
2.3.2. Hoạt tải	14
2.4. Phương pháp tính toán	15
2.4.1. Chọn kích thước sơ bộ cho sàn	15
2.4.2. Chọn kích thước sơ bộ cho đàm	16
Chương III Tính toán và cấu tạo sàn tầng điển hình bằng phương pháp tra ô bảng đơn.....	18
3.1. Vị trí, đặc điểm, kích thước và các yếu kiện chính.....	18
3.2. Phân chia các ô sàn và xác định các vị trí đà phụ, đà chính	18
3.3. Tính thép sàn.....	19

3.3.1. Bản sàn 1 phương	19
3.3.2. Bản sàn 2 phương	22
Chương IV Tính toán và cấu tạo cầu thang bộ	29
4.1. Vị trí, đặc điểm, kích thước	29
4.2. Sơ bộ tiết diện cầu kiện.....	30
4.3. Tính toán và cấu tạo bản thang	31
4.3.1. Tải trọng	31
4.3.2. Sơ đồ tính toán.....	33
4.3.3. Tính vẽ 1	34
4.3.4. Tính vẽ 2.....	36
4.3.5. Tính vẽ 3	36
4.4. Tính dầm chiếu nghỉ D1	41
4.4.1. Đoạn AB	41
4.4.2. Đoạn BC	42
4.4.3. Đoạn CD	42
4.4.4. Sơ đồ tính.....	43
4.4.5. Tính cốt thép.....	44
4.4.6. Tính cốt đai	45
Chương V Tính toán cấu tạo khung không gian.....	47
5.1. Giới thiệu về vị trí, đặc điểm, kích thước và các cầu kiện chính của khung.	47
5.2. Chọn vật liệu sử dụng	47
5.3. Chọn sơ bộ kích thước tiết diện, tải trọng tác dụng	48
5.3.1. Chọn sơ bộ kích thước cột.....	48
5.3.2. Xác định các loại tải trọng và tác động lên khung	51
5.3.3. Các trường hợp chất hoạt tải nguy hiểm lên khung tính toán	59
5.3.4. Tổ hợp tải trọng và tác động, xác định nội lực nguy hiểm cho đà, cho cột	63
5.4. Tính toán khung trực F	65
5.4.1. Biểu đồ nội lực các trường hợp tải trọng (BAO)	65
5.4.2. Tính toán cột khung trực F	66
5.4.3. Tính dầm khung trực F	72
5.5. Tính toán khung trực 2.....	80
5.5.1. Biểu đồ nội lực các trường hợp tải trọng (BAO)	80
5.5.2. Tính toán cột khung trực 2	82
5.5.3. Tính dầm khung trực 2	87
Chương VI Thiết kế móng	93
6.1. Xử lý số liệu địa chất	93
6.1.1. Phân loại và mô tả các lớp đất.....	93

6.1.2. Kết quả xử lý và thống kê địa chất	94
6.1.3. đánh giá điều kiện địa chất	95
6.1.4. Điều kiện địa chất thủy văn tại nơi xây dựng công trình	96
6.2. Móng cọc ép bê tông cốt thép và sức chịu tải của cọc	96
6.2.1. Giới thiệu sơ lược về cọc ép	96
6.2.2. Tải trọng tính toán	97
6.2.3. Tải trọng tiêu chuẩn	98
6.2.4. Xác định sức chịu tải của cọc ép bê tông cốt thép	98
6.3. thiết kế móng M1 tại cột giữa C15	100
6.3.1. Xác định số lượng cọc	101
6.3.2. Đài cọc	101
6.3.3. Bố trí cọc trong đài	102
6.3.4. Kiểm tra độ lún khối móng quy ước	108
6.3.5. Kiểm tra điều kiện xuyên thủng	109
6.3.6. Tính toán cốt thép cho đài cọc	109
6.4. thiết kế móng M2 tại cột biên C3	112
6.4.1. Xác định số lượng cọc	112
6.4.2. Đài cọc	112
6.4.3. Bố trí cọc trong đài	113
6.4.4. Kiểm tra độ lún khối móng quy ước	120
6.4.5. Kiểm tra điều kiện xuyên thủng	121
6.4.6. Tính toán cốt thép cho đài cọc	122
6.5. Kiểm tra cọc trong quá trình cẩu lắp	123

MỤC LỤC HÌNH

Hình 1.1. Mặt bằng tầng trệt	1
Hình 1.2. Mặt bằng tầng 1.....	2
Hình 1.3. Mặt bằng tầng 2.....	2
Hình 1.4. Mặt bằng tầng mái.....	3
Hình 1.5. Mặt đứng của công trình	5
Hình 2.1. Các lớp cấu tạo sàn	14
Hình 2.2. Sàn hành lang	14
Hình 2.3. Sàn nhà vệ sinh	14
Hình 3.1. Mặt bằng kiến trúc điển hình	18
Hình 3.2. Mặt bằng ô sàn tầng 2	19
Hình 3.3. Bản loại dầm	19
Hình 3.4. Bản sàn 2 phương.....	22
Hình 4.1. Mặt bằng cầu thang tầng 2	30
Hình 4.2. Mặt cắt cấu tạo bản thang	31
Hình 4.3. Sơ đồ tính toán	34
Hình 4.4. Mặt bằng bố trí thép cầu thang	40
Hình 4.5. Mặt cắt bố trí thép cầu thang.....	41
Hình 4.6. Sơ đồ tính dầm chiêu nghỉ D1	43
Hình 4.7. Bố trí cốt thép dầm chiêu nghỉ D1	46
Hình 5.1. Truyền tải cột giữa	49
Hình 5.2. Truyền tải cột biên	50
Hình 5.3. Mô hình công trình trong SAP 2000	51
Hình 5.4. Gió X.....	57
Hình 5.5. Gió -X.....	57
Hình 5.6. Gió Y	58
Hình 5.7. Gió -Y	58
Hình 5.8. HT1 – Hoạt tải chất đầy	59
Hình 5.9. HT2 – cách nhịp cách nhịp cách tầng phương X	60
Hình 5.10. HT3 – Hoạt tải cách nhịp cách tầng phương Y	61
Hình 5.11. HT4 – hoạt tải liền nhịp cách tầng phương X	62
Hình 5.12. HT5 – hoạt tải liền nhịp cách tầng phương Y	63
Hình 5.13. Sơ đồ khung	65
Hình 5.14. Lực Dọc N (T).....	65
Hình 5.15. Lực cắt Q (T).....	66
Hình 5.16. Moment M (T.m)	66

Hình 5.17. Sơ đồ khung	80
Hình 5.18. Moment M 2-2 (kN.m).....	81
Hình 5.19. Moment M 3-3 (kN.m).....	82
Hình 6.1. Trụ địa chất và các lớp đất của hố khoan.....	95
Hình 6.2. Mặt bằng ký hiệu cột.....	97
Hình 6.3. Mặt bằng bố trí cọc móng M1.....	102
Hình 6.4. Sơ đồ khối xác định khối móng quy ước	105
Hình 6.5. Sơ đồ tính thép đài móng M2.....	111
Hình 6.6. Mặt bằng bố trí cọc móng M2.....	114
Hình 6.7. Sơ đồ khối xác định khối móng quy ước	117
Hình 6.8. Sơ đồ tính thép đài móng M2.....	122

MỤC LỤC BẢNG

Bảng 2.1. Trọng lượng bản thân sàn phòng làm việc, hành lang.....	12
Bảng 2.2. Trọng lượng bản thân khu vệ sinh	12
Bảng 2.3. Tải tường qui về phân bố đều trên sàn S1A	13
Bảng 2.4. Tải tường qui về phân bố đều trên sàn S3	13
Bảng 2.5. Hoạt tải theo bảng 3 TCVN 2737-1995	15
Bảng 3.1. Bảng tính và bố trí thép sàn 1 phương.....	21
Bảng 3.2. Bảng tính moment của sàn hai phương lầu 2	26
Bảng 3.3. Bảng tính và bố trí thép sàn	27
Bảng 4.1. Kết quả tính toán cốt thép bản thang vế 1	36
Bảng 4.2. Kết quả tính toán cốt thép bản thang vế 3	39
Bảng 4.3. Kết quả tính toán cốt thép đàm chiểu nghỉ D1	45
Bảng 5.1. Bảng các loại tải trọng và tác động lên khung.....	51
Bảng 5.2. Trọng lượng bản thân sàn khu ở, hành lang (tầng điển hình)	53
Bảng 5.3. Trọng lượng bản thân sàn khu vệ sinh	54
Bảng 5.4. Bảng Tải tường qui về phân bố đều trên sàn nhà vệ sinh.....	54
Bảng 5.5. Hoạt tải tác dụng lên sàn	54
Bảng 5.6. Đặc điểm công trình	55
Bảng 5.7. Giá trị phản tĩnh của tải trọng gió.....	56
Bảng 5.8. Bảng tổ hợp tải trọng	64
Bảng 5.9. Bảng tính thép cột khung trục C.....	70
Bảng 5.10. Bảng tính thép đàm khung trục F	75
Bảng 5.11. Bảng tính thép đai khung F	78
Bảng 5.12. Bảng tính thép cột khung trục 2	86
Bảng 5.13. Bảng tính thép đàm khung trục 2	90
Bảng 5.14. Tính thép gói khung trục 2	91
Bảng 6.1. Chỉ tiêu cơ lý các lớp đất.....	94
Bảng 6.2. Tổ hợp tải trọng tính toán tại chân cột C3	98
Bảng 6.3. Tổ hợp tải trọng tính toán tại chân cột C15	98
Bảng 6.4. Tính toán cường độ sức kháng trung bình trên thân cọc	100
Bảng 6.5. Giá trị phản lực đầu cọc cột C15	104
Bảng 6.6. Giá trị phản lực đầu cọc cột C15 các tổ hợp còn lại.....	104
Bảng 6.7. Độ lún của móng cọc trong trường hợp này được xem độ lún của móng khôi quy ước.....	108
Bảng 6.8. Tính lún cho móng.....	108
Bảng 6.9. Giá trị phản lực đầu cọc C3	115

Bảng 6.10. Giá trị phản lực đầu cọc C3 các trường hợp còn lại	115
Bảng 6.11. Vậy tải trọng tác dụng lên cọc đều thoả	115
Bảng 6.12. Độ lún của móng cọc trong trường hợp này được xem độ lún của móng khối quy ước.....	120
Bảng 6.13. Tính lún cho móng.....	120

Chương I

TỔNG QUAN VỀ KIẾN TRÚC CÔNG TRÌNH

1.1. Đặc điểm kiến trúc công trình

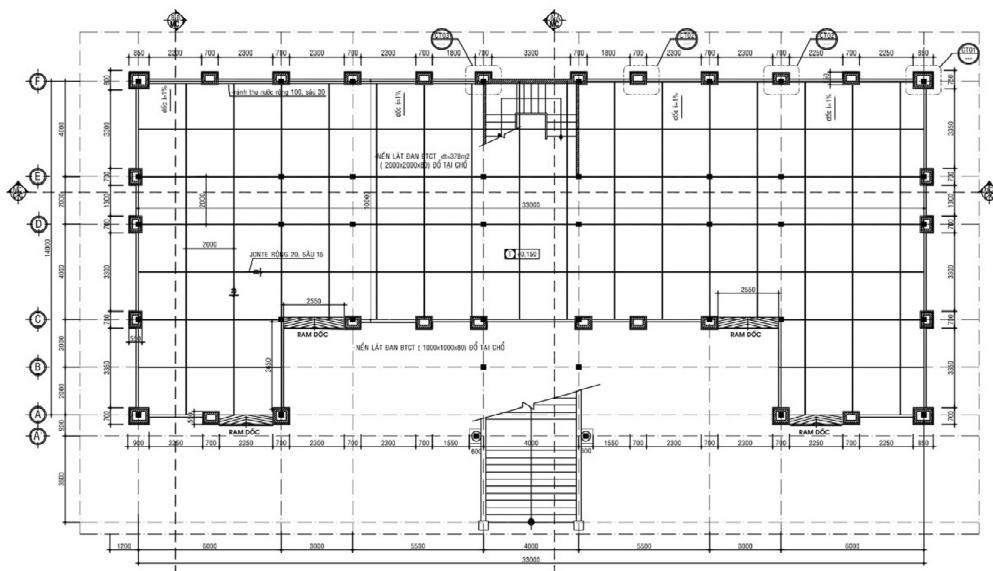
1.1.1. Hình dạng, kích thước mặt bằng công trình

Tên công trình: Trụ Sở Làm Việc Xã Tân Ân -Huyện Ngọc Hiển-Tỉnh Cà Mau

Địa điểm xây dựng: Xã Tân Ân -Huyện Ngọc Hiển-Tỉnh Cà Mau.

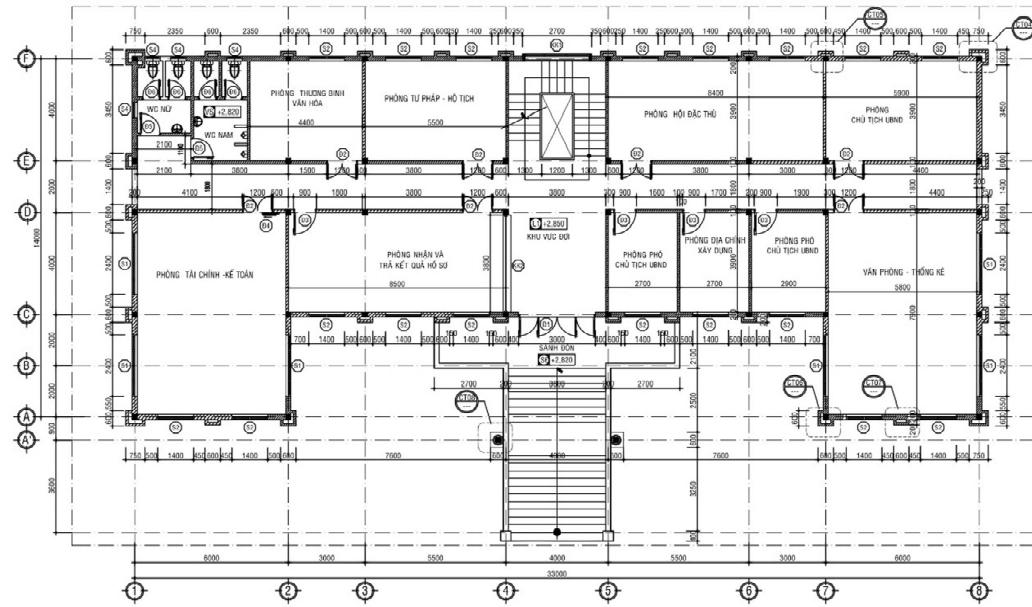
Công trình có 1 tầng trệt, 2 tầng lầu. Đặc điểm công trình:

- Công trình dân dụng cấp 3: Sàn <5000m².
 - Diện tích xây dựng 435,7m²
 - Chiều cao nền tầng trệt 3,6m, chiều cao công trình 13,35m (sàn lầu 1: 3,6m, lầu 2: 3,6m, mái 3,3m).
 - Toàn bộ tường bó nền và tường bao che bên ngoài sử dụng gạch đất sét nung các tường còn lại sử dụng gạch không nung d100 vữa xây m75 .
 - Toàn bộ cửa đi và cửa sổ sử dụng cửa kính khung nhôm.

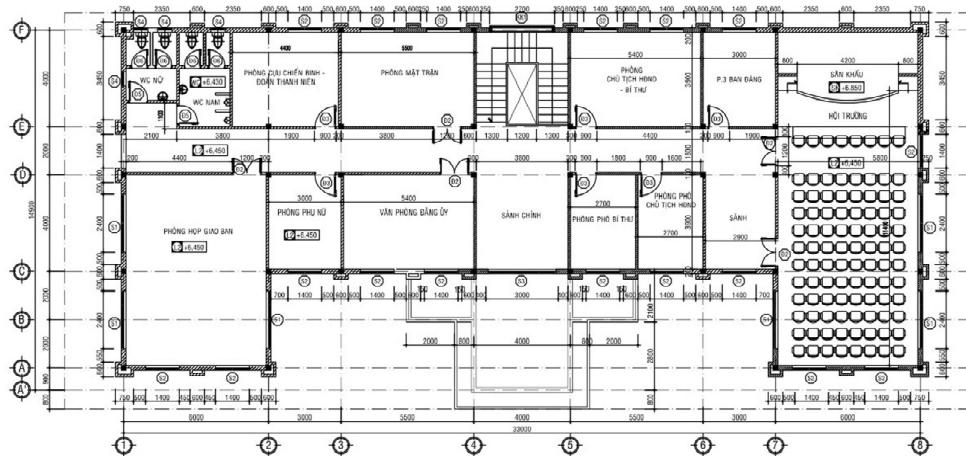


Hình 1.1. Măt bằng tầng trệt

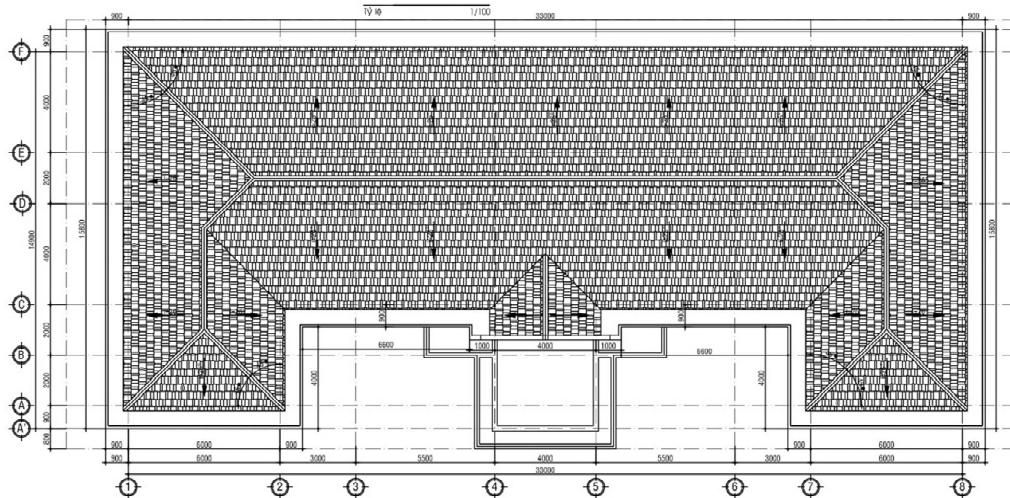
Chương I. Tổng quan về kiến trúc công trình



Hình 1.2. Mặt bằng tầng 1



Hình 1.3. Mặt bằng tầng 2



Hình 1.4. Mặt bằng tầng mái

1.1.2. Cao độ mặt sân, nền trệt, nền sảnh đón, nền mái đón, nền sàn và nhà vệ sinh các tầng lầu, tầng mái

Cao độ mỗi tầng như sau:

- Nền tầng trệt: +0,150
 - + Mặt nền lát vữa xi măng mác 100 dày 30, có lăn nhám mặt
 - + Nền lát đan bê tông cốt thép (1000x1000x80) đổ tại chỗ, dưới lót cao su chống thấm
 - + Cát đen tôn nền dày 120
 - + Mặt đất hiện trạng san lấp hoàn chỉnh
- Sảnh đón: +2,830
 - + Lát gạch ceramic nhám 300x300mm
 - + Lớp vữa xm m75, d20mm
 - + Sàn btct (xem bvkc)
 - + Lớp vữa xm trát m75, d15mm
 - + Trát bả matic
 - + Sơn ngoài hoàn thiện 3 nước
- Sàn Lầu 1 : +2,850
 - + Lát gạch ceramic 400x400mm
 - + Lớp vữa xm m75, d20mm
 - + Sàn btct (xem bvkc)
 - + Lớp vữa xm trát m75, d15mm

- + Trát bả matic
- + Sơn trong hoàn thiện 3 nước
- Sàn vệ sinh lầu 1: +2,830
 - + Lát gạch ceramic nhám 250x250mm
 - + Lớp vữa xm m75 tạo dốc
 - + Quét 2 lớp sika chống thấm
 - + Sàn btct (xem bvkc)
 - + Lớp vữa xm m75, d15mm
 - + Trát bả matic
 - + Sơn trong hoàn thiện 3 nước hoàn thiện
 - + Xung quanh tường ốp gạch men 250x400, cao 1700
- Sàn lầu 2: +6,450
 - + Lát gạch ceramic 400x400mm
 - + Lớp vữa xm m75, d20mm
 - + Sàn btct (xem bvkc)
 - + Trần tấm uco khung nhôm nổi
- Sàn vệ sinh lầu 2: +6,430
 - + Lát gạch ceramic nhám 250x250mm
 - + Lớp vữa xm m75 tạo dốc
 - + Quét 2 lớp sika chống thấm
 - + Sàn btct (xem bvkc)
 - + Trần tấm uco khung nhôm nổi
- Mái: +13,350
 - + Mái sàn btct (xem bvkc)
 - + Dán ngói màu đỏ 22 viên /m2

Công trình có chiều cao là 13,35m (tính từ cao trình +0.000m)



Hình 1.5. Mặt đứng của công trình

1.1.3. Chức năng của mỗi khối nhà, mỗi tầng nhà, mỗi phòng, mỗi diện tích

Tầng trệt nằm ở cột cao độ +2,85m, được bố trí ram dốc từ mặt đất đến tầng trệt (độ dốc $i=30\%$). Ta thấy vì công năng chính của công trình là văn phòng làm việc nên diện tích tầng trệt phần lớn dùng cho việc để xe (garage), bố trí các hộp gene hợp lí và tạo không gian thoáng mát cho tầng trệt. Thang bộ từ tầng hầm lên bố trí ngay giữa để dễ dàng nhìn thấy, tạo lối đi nhanh lên tầng 1.

Tầng 1 thiết kế sảnh đón rộng rãi, tạo sự trang trọng và cân đối cho công trình. Bố trí nhiều phòng làm việc đáp ứng đủ yêu cầu cho các phòng ban theo quy định xây dựng trụ sở làm việc cho UBND Xã. Thiết kế nhà vệ sinh đủ tiện nghi, rộng rãi, tạo sự tiện nghi cho người sử dụng.

Tầng 2 cũng như tầng 1, ngoài bố trí các phòng làm việc thì còn có một Hội trường rộng 96 chỗ ngồi thuận tiện cho các cuộc hội nghị trang trọng.

Tầng mái: Bố trí nơi lắp bồn nước INOX 500L, mái được thiết kế là mái BTCT dán ngói màu 22V/M2.

1.1.4. Giải pháp mặt đứng kiến trúc công trình

1.1.4.1. Giải pháp măt đúng

Nét đặc trưng của công trình là sự kết hợp giữa vật liệu bê tông cốt thép với vật liệu nhôm kính. Các cửa sổ lớn bằng kính phục vụ tốt cho việc lấy sáng, đồng thời tạo nên không gian thoáng mát và đẹp cho công trình.

Mặt tiền được trang trí làm điểm nổi bật cho bờ ngoài công trình. Bên ngoài ốp đá chẻ chân cột, kết hợp với sơn hoàn thiện màu đặc trưng tạo vừa có thẩm mỹ vừa tiết kiệm ngân sách.

1.1.4.2. Giải pháp hình khối

Hình dáng bên ngoài của công trình là một khối chữ U đối xứng, là loại hình khối phổ biến của các công trình phục vụ cho cơ quan nhà nước, thuận lợi cho việc bố trí các khối văn phòng bên trong một cách hợp lí và đẹp mắt.

1.2. Các giải pháp kĩ thuật chính của công trình

1.2.1. Giải pháp kết cấu thân nhà

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

Mái bằng bê tông cốt thép được chống thấm, dán ngói màu 22 viên/M2.

Cầu thang bằng bê tông cốt thép toàn khối.

Tường bao dày 200mm, tường ngăn dày 100mm được xây bằng gạch đất nung.

1.2.2. Giải pháp kết cấu nền móng

Nhìn vào mặt cắt của hồ sơ khảo sát địa chất của khu đất xây dựng, ta nhận thấy lớp đất yếu có chiều sâu khá lớn, không thích hợp các loại móng nông. Do đó ta chọn 2 phương án móng sâu để thiết kế:

Phương án móng cọc khoan nhồi.

Phương án móng cọc ép.

1.2.3. Giải pháp thông thoáng và chiếu sáng

1.2.3.1. Hệ thống điều hòa và thông gió

Với hướng gió chủ đạo là hướng đông và đông bắc, công trình được đảm bảo thông gió tương đối tốt. Việc bố trí hệ thống cửa sổ và cửa đi ở các mặt đứng tạo điều kiện cho việc thông gió được dễ dàng.

Công trình còn được trang bị hệ thống thông gió nhân tạo đặt tại các phòng và các nơi công cộng (máy điều hòa nhiệt độ, máy hút gió...) để tạo điều kiện vị khí

hậu tốt cho sự sinh hoạt của con người. Việc điều hòa không khí cho các văn phòng sẽ được thực hiện qua hệ thống điều hòa trung tâm.

1.2.3.2. Hệ thống chiếu sáng

Các phòng của từng tầng trong công trình được bố trí ánh sáng hài hòa giữa không gian và màu sắc riêng của mỗi chức năng sử dụng theo từng loại phòng, và theo tiêu chuẩn thiết kế ánh sáng.

Song song đó là sự kết hợp giữa nguồn ánh sáng tự nhiên của các phòng được tiếp nhận từ bên ngoài qua các hệ thống cửa sổ và cửa đi. Các hệ thống cửa này đều được bố trí ở các hướng bắc, nam và đông là những hướng lấy ánh sáng tốt nhất. Tại các khu vực sảnh, khu vệ sinh chung, khu ở,... đều có bố trí cửa sổ kính.

Các khu vực cầu thang hành lang, được chiếu sáng nhân tạo bằng hệ thống đèn dọc theo tường và tầng.

1.2.4. Giải pháp về cấp điện và máy lạnh

Hệ thống điện sử dụng được lấy trực tiếp từ hệ thống điện tinh đam bảo cho tất cả các trang thiết bị trong tòa nhà có thể hoạt động bình. Điện năng phải bảo đảm cho hệ thống đèn chiếu sáng, hệ thống lạnh có thể hoạt động liên tục.

Hệ thống điện được thiết kế đúng theo tiêu chuẩn Việt Nam cho công trình dân dụng, dễ bảo quản, sửa chữa, khai thác và sử dụng an toàn, tiết kiệm năng lượng.

1.2.5. Giải pháp cấp - thoát nước và phòng hỏa cho công trình

1.2.5.1. Hệ thống cấp nước

Nước được lấy từ hệ thống cấp nước sạch của tỉnh thông qua bể chứa nước sinh hoạt được đưa vào công trình bằng hệ thống bơm đẩy lên bể nước trên mái và được dẫn xuống các khu vực có nhu cầu về cấp nước của từng tầng trong công trình. Dung tích bể chứa là 500L. Từ bể chứa nước sinh hoạt được dẫn xuống các khu vệ sinh, sinh hoạt tại mỗi tầng bằng hệ thống ống nhựa PVC đặt trong các hộp kỹ thuật.

1.2.5.2. Hệ thống thoát nước

Việc thoát nước mưa được thực hiện bằng hệ thống ống PVC, $\phi 60-120$, đặt trong hộp đường ống kỹ thuật nối từ mái xuống đất và có đường dẫn ra hệ thống thoát nước đô thị.

Nước thải sinh hoạt sẽ được trực tiếp dẫn xuống vào các hồ chứa nước thải và bể tự hoại, sau đó được xử lý và bơm ra trực tiếp cống thoát nước công cộng.

1.3. Địa điểm và đặc điểm noi xây dựng công trình

1.3.1. Địa điểm

Địa chỉ: Xã Tân Ân - Huyện Ngọc Hiển - Tỉnh Cà Mau.

1.3.2. Đặc điểm khí hậu

Tỉnh Cà Mau nằm trong vùng nhiệt đới gió mùa ẩm với các đặc trưng của vùng khí hậu miền Tây Nam Bộ, chia thành 2 mùa rõ rệt:

Mùa mưa từ tháng 5 đến tháng 11 có, mùa khô: từ tháng 12 đến tháng 4

Nhiệt độ trung bình: $26,6^{\circ}\text{C} - 27,7^{\circ}\text{C}$

Nhiệt độ trung bình thấp nhất: $25,6^{\circ}\text{C}$ vào tháng 1

Nhiệt độ trung bình cao nhất: $29,7^{\circ}\text{C}$

Lượng mưa trung bình: $200 \text{ mm} - 400 \text{ mm}$

Độ ẩm tương đối trung bình: 83%

Độ ẩm tương đối thấp nhất: 50% vào tháng 3

Lượng bốc hơi trung bình: 1000 mm/năm

Gió thổi mạnh vào mùa mưa từ tháng 5 đến tháng 11, ngoài ra còn có gió Đông Bắc thổi nhẹ.

Khu vực thành phố Cà Mau rất ít chịu ảnh hưởng của gió bão.

Chế độ gió vừa chịu ảnh hưởng của đặc trưng cho vùng nhiệt đới lại vừa chịu ảnh hưởng của các cơ chế gió mùa khu vực Đông Nam Á. Hàng năm, có 2 mùa gió chủ yếu: gió mùa đông (gió mùa đông bắc) từ tháng 11 năm trước đến tháng 4 năm sau và gió mùa hạ (gió mùa tây nam), bắt đầu từ tháng 5 đến tháng 10. Mùa khô hướng gió thịnh hành theo hướng đông bắc và đông. Mùa mưa gió thịnh hành theo hướng tây nam hoặc tây. Tốc độ gió trung bình hàng năm ở Cà Mau nhỏ, trong đất liền chỉ từ $1,0$ đến $2,0 \text{ m/giây}$, ngoài khơi gió mạnh hơn cũng chỉ đạt $2,5$ đến $3,5 \text{ m/giây}$. Vào mùa mưa, thỉnh thoảng có dông hay lốc xoáy tới cấp 7, cấp 8. Bão tuy có nhưng không nhiều và không lớn. Thời tiết, khí hậu ở Cà Mau thuận lợi cho phát triển ngư - nông - lâm nghiệp theo hướng sản xuất hàng hóa lớn.

1.3.3. Đặc điểm địa chất công trình và địa chất thủy văn

Huyện 3 mặt giáp biển, một mặt giáp sông, địa thế cô lập hoàn toàn. Địa hình bằng phẳng, cao trung bình từ 0,5 - 0,7m, thường xuyên ngập triều biển, riêng vùng ven biển Đông có địa hình cao hơn (từ 1,2 - 1,5 m). Bề mặt địa hình bị chia cắt mạnh bởi hệ thống sông rạch tự nhiên và kênh mương chằng chịt, có nhiều con sông rất rộng, thường xuyên ngập triều biển.

Do hình thành từ các trầm tích biển trẻ nên nhìn chung nền đất yếu, lớp bùn hữu cơ và sét hữu cơ dày từ 0,7 - 1,7m, lớp bùn sét dày 1,3 - 1,4m. Do các công trình xây dựng nằm trực tiếp lên lớp bùn yếu nên cần có các giải pháp xử lý về nền móng, chống lún và triệt tiêu lún, vì vậy suất đầu tư rất cao. Khu vực đất rừng, bờ sông thường có nhiều lỗ mội, đây là một đặc điểm cần chú ý khi xây dựng các đầm nuôi thủy sản, cần có giải pháp thi công thích hợp để chống cạn nước đầm nuôi.

1.3.4. Đặc điểm địa hình địa vật nơi xây dựng công trình

Nhìn chung địa hình tương đối bằng phẳng thích hợp cho việc xây dựng công trình.

Chương II

TIÊU CHUẨN VÀ TẢI TRỌNG THIẾT KẾ

2.1. Vật liệu

2.1.1. 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 liền khói 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.

2.1.2. Bê tông (theo TCVN 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 B15 với các thông số kỹ thuật như:

- Cường độ tính toán chịu nén: $R_b = 8,5 \text{ MPa}$.
- Cường độ tính toán chịu kéo: $R_{bt} = 0,75 \text{ MPa}$.
- Modul đàn hồi: $E_b = 23.000 \text{ MPa}$.
-

2.1.3. Cốt thép (theo TCVN 5574 - 2012)

Sử dụng cốt thép nhóm CI (AI) ($\Phi < 10mm$) với các thông số kĩ thuật:

- Cường độ tính toán chịu nén, kéo: $R_{sc} = R_s = 225MPa$.
- Cường độ tính toán chịu kéo cho cốt đai: $R_{sw} = 175MPa$.
- Modul đàn hồi: $E_s = 210.000 MPa$.

Sử dụng cốt thép nhóm CII(AII) ($\Phi \geq 10mm$) với các thông số kỹ thuật:

Cường độ tính toán chịu nén, kéo: $R_{sc} = R_s = 280MPa$.

Cường độ tính toán chịu kéo cho cốt đai: $R_{sw} = 225MPa$.

Modul đàn hồi: $E_s = 210.000 MPa$.

Sử dụng cốt thép nhóm CIII(AIII) ($\Phi \geq 10mm$) với các thông số kỹ thuật:

Cường độ tính toán chịu nén, kéo: $R_{sc} = R_s = 365MPa$.

Cường độ tính toán chịu kéo cho cốt đai: $R_{sw} = 290MPa$.

Modul đàn hồi: $E_s = 210.000 MPa$.

2.1.4. Vật liệu khác

Gạch: $\gamma = 20kN/m^3$.

Gạch lát nền Ceramic: $\gamma = 20kN/m^3$.

Vữa xây: $\gamma = 18kN/m^3$.

Trong đó:

- γ : khối lượng riêng

2.2. Tiêu chuẩn tính toán

Các tiêu chuẩn áp dụng và tài liệu tham khảo:

TCVN 9362-2012. Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình.

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

TCVN 198 -1995. Nhà cao tầng -Thiết kế Bê Tông Cốt Thép toàn khối.

TCVN 10304 -2014. Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế.

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

2.3. Tải trọng tính toán

2.3.1. Tính tải

Tính tải tác động lên sàn tầng điển hình gồm có: trọng lượng bản thân sàn, trọng lượng bản thân của kết cấu bao che: $g_{bt} + g_t$.

2.3.1.1. Trọng lượng bản thân sàn

Là tải trọng phân bố đều của các lớp cấu tạo sàn, được tính theo công thức :

$$g_{bt} = \sum h_i \times \gamma_i \times n_i$$

Trong đó:

- h_i : chiều dày lớp sàn thứ i
- γ_i : khối lượng riêng lớp cấu tạo thứ i
- n_i : hệ số tin cậy tra bảng 1 trang 10 TCVN 2737 – 1995.

Theo yêu cầu sử dụng, các khu vực có chức năng khác nhau sẽ có cấu tạo sàn khác nhau, do đó tịnh tải sàn tương ứng cũng có giá trị khác nhau. Các kiểu cấu tạo sàn tiêu biểu là sàn phòng làm việc, sàn hành lang và sàn vệ sinh.

Bảng 2.1. Trọng lượng bản thân sàn phòng làm việc, hành lang

Các lớp cấu tạo sàn	hi(mm)	γ (T/m3)	gtc	n	gbttt
			(T/m2)		(T/m2)
Lớp gạch ceramic	10	2	0,02	1,2	0,020
Lớp vữa lót	35	1,8	0,06	1,3	0,080
Lớp sàn BTCT	100	2,5	0,25	1,1	0,280
Lớp vữa trát trần	15	1,8	0,03	1,3	0,040
Hệ thống kỹ thuật			0,05	1,2	0,060
Tổng tĩnh tải			0,41		0,480

Bảng 2.2. Trọng lượng bản thân sàn khu vệ sinh

Cấu tạo sàn	hi(mm)	γ (T/m3)	gtc	n	gbttt
			(T/m2)		(T/m2)
Lớp gạch ceramic	10	2	0,02	1,2	0,020
Lớp vữa lót +tạo dốc	50	1,8	0,09	1,3	0,120
Lớp sàn BTCT	100	2,5	0,25	1,1	0,280
Lớp chống thấm	3	1	-	1,3	-
Lớp vữa trát trần	15	1,8	0,03	1,3	0,040
Hệ thống kỹ thuật			0,05	1,2	0,060
Tổng tĩnh tải			0,44		0,520

2.3.1.2. Tải trọng thường xuyên do tường xây

Thông thường dưới các tường thường có kết cấu dầm đỡ nhưng để tăng tính linh hoạt trong việc bố trí tường ngăn vì vậy một số tường này không có dầm đỡ bên dưới. Do đó khi xác định tải trọng tác dụng lên ô sàn ta phải kể thêm trọng lượng tường ngăn, tải này được quy về phân bố đều trên toàn bộ ô sàn. Được xác định theo công thức:

$$g_t^{tt} = \frac{B_t \times H_t \times L_t}{S} \times \gamma_t \times n$$

Trong đó:

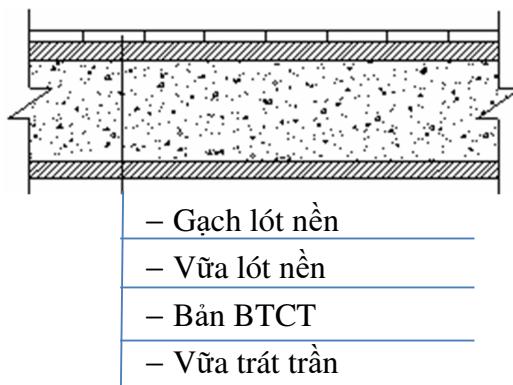
- B_t : bề rộng tường (m)
- H_t : Chiều cao tường (m)
- L_t : chiều dài tường (m)
- γ_t : trọng lượng riêng của tường xây (kN/m^3)
- S : diện tích ô sàn có tường (m^2)
- n : hệ số vượt tải

Bảng 2.3. Tải tường qui về phân bố đều trên sàn S1A

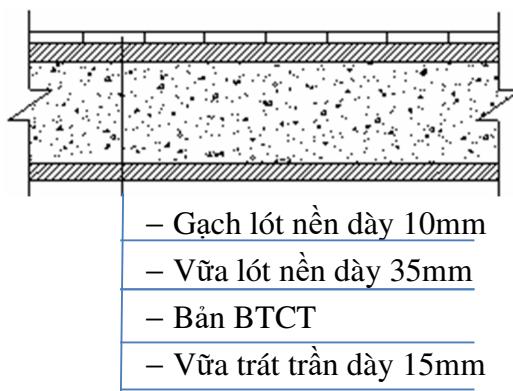
TT	Loại tường	B_t	L_t	H_t	S_s	γ	g_t^{tc}	n	g_t^{tt}
		(m)	(m)	(m)	(m^2)	(T/m^3)	(T/m^2)		T/m^2)
1	Tường 100	0,1	4,2	3,6	22,04	1,8	0,123	1,1	0,140

Bảng 2.4. Tải tường qui về phân bố đều trên sàn S3

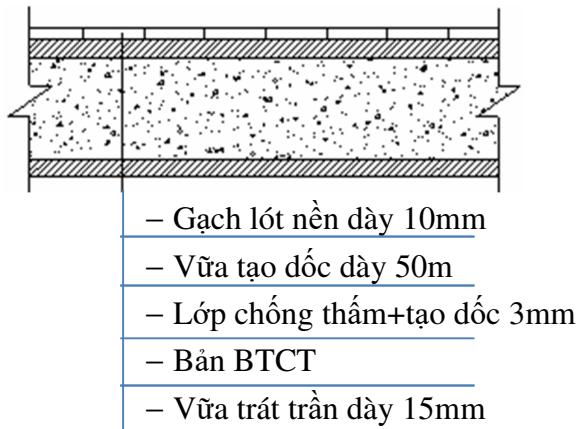
TT	Loại tường	B_t	L_t	H_t	S_s	γ	g_t^{tc}	n	g_t^{tt}
		(m)	(m)	(m)	(m^2)	(T/m^3)	(T/m^2)		T/m^2)
1	Tường 100	0,1	3,8	3,6	20,14	1,8	0,122	1,1	0,130



Hình 2.1. Các lớp cấu tạo sàn



Hình 2.2. Sàn hành lang



Hình 2.3. Sàn nhà vệ sinh

2.3.2. Hoạt tải

Giá trị của hoạt tải được chọn dựa theo chức năng sử dụng của các loại phòng tra bảng 3 trang 12 TCVN 2737 - 1995.

Hệ số độ tin cậy n, đối với tải trọng phân bố đều xác định theo điều 4.3.3 trang 15 TCVN 2737 - 1995:

Khi $ptc < 200 \text{ (daN/m}^2\text{)} \quad n = 1,3$; khi $ptc \geq 200 \text{ (daN/m}^2\text{)} \quad n = 1,2$.

Bảng 2.5. Hoạt tải theo bảng 3 TCVN 2737-1995

Chức năng phòng	ptc (daN/m ²)	n	ptt (daN/m ²)
Hành lang, sảnh	300	1,2	360
Nhà vệ sinh	150	1,3	195
Phòng làm việc	200	1,2	240
Hội trường	400	1,2	480
Sân khấu	700	1,2	840
Cầu thang	300	1,2	360

Kết luận: Tổng tải trọng tác dụng lên sàn gồm:

Tổng tĩnh tải qui về phân bố đều do các lớp cấu tạo sàn và tường xây trên sàn có kể đến trọng lượng bản thân sàn:

$$qs = gbt + gt = 0,480 + 0,140 = 0,620 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

Tổng tĩnh tải qui về phân bố đều do các lớp cấu tạo sàn và tường xây trên sàn vệ sinh có kể đến trọng lượng bản thân sàn:

$$qs = gbt + gt = 0,520 + 0,130 = 0,610 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

Hoạt tải phân bố đều trên ô sàn phòng làm việc: $p_s = 0,24 \text{ (T/m}^2\text{)}$

Hoạt tải phân bố đều trên ô sàn hành lang: $p_s = 0,36 \text{ (T/m}^2\text{)}$

Hoạt tải phân bố đều trên ô sàn hội trường: $p_s = 0,36 \text{ (T/m}^2\text{)}$

Hoạt tải phân bố đều trên ô sàn sân khấu: $p_s = 0,36 \text{ (T/m}^2\text{)}$

2.4. Phương pháp tính toán

Do số tầng công trình không lớn, nên ta sẽ sử dụng tiết diện cột như nhau cho các tầng để tính toán.

Chọn tiết diện dầm đặc và không thay đổi tiết diện dầm.

2.4.1. Chọn kích thước sơ bộ cho sàn

Tổng quát lí thuyết: dựa vào mặt bằng kiến trúc của công ta có:

Chiều dày sàn phải thỏa mãn điều kiện về độ bền, độ cứng và kinh tế.
Hệ sàn gồm các ô bản làm việc theo 2 phương, kích thước ô bản (4m x 6m).
Sơ bộ chiều dày sàn ta có thể tham khảo công thức sau:

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

Trong đó:

- D= (0.8÷1.4): là hệ số phụ thuộc tải trọng.
- m=30÷35: cho bản loại dầm với 1 là nhịp của bản (cạnh bản theo phương chịu lực).
- m=40÷45: cho bản ngầm 4 cạnh với 1 là cạnh ngắn.
- m=10÷15: cho bản consol.

Ứng dụng tính toán:

$$h_s = \frac{D}{m} l = \frac{1,2}{45} \times 4000 = 107(mm)$$

Trong đó:

- D = 1,2 (hoạt tải tiêu chuẩn nhỏ).
- m = 45 (bản ngầm 4 cạnh).
- l = L₁ = 4000mm.

2.4.2. Chọn kích thước sơ bộ cho dầm

2.4.2.1. Dầm chính

Hệ kết cấu khung nhiều nhịp, sơ bộ chọn kích thước dầm chính theo công thức sau:

$$h_d = \frac{1}{10 \div 15} L = \frac{1}{10 \div 15} \times 6000 = (400 \div 600) mm$$

(Với L= 6000mm: là cạnh dài của ô sàn lớn nhất)

Chọn chiều cao dầm: hd=400 mm

$$b_d = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \times h_d = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \times 400 = (134 \div 200) mm$$

Chọn chiều rộng dầm: bd=200 mm

Vậy sơ bộ kích thước dầm chính 0,2m x 0,4m.

2.4.2.2. Dầm phụ

Hệ kết cấu khung nhiều nhịp, sơ bộ chọn kích thước dầm phụ theo công thức sau:

$$h_d = \frac{1}{15 \div 20} L = \times 6000 = (300 \div 400) \text{ mm}$$

Chọn chiều cao dầm: $hd=350 \text{ mm}$

$$b_d = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) h_d = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \times 350 = (134 \div 200) \text{ cm}$$

Chọn chiều rộng dầm: $bd=200 \text{ mm}$

Vậy sơ bộ kích thước dầm phụ $0,2\text{m} \times 0,35\text{m}$.

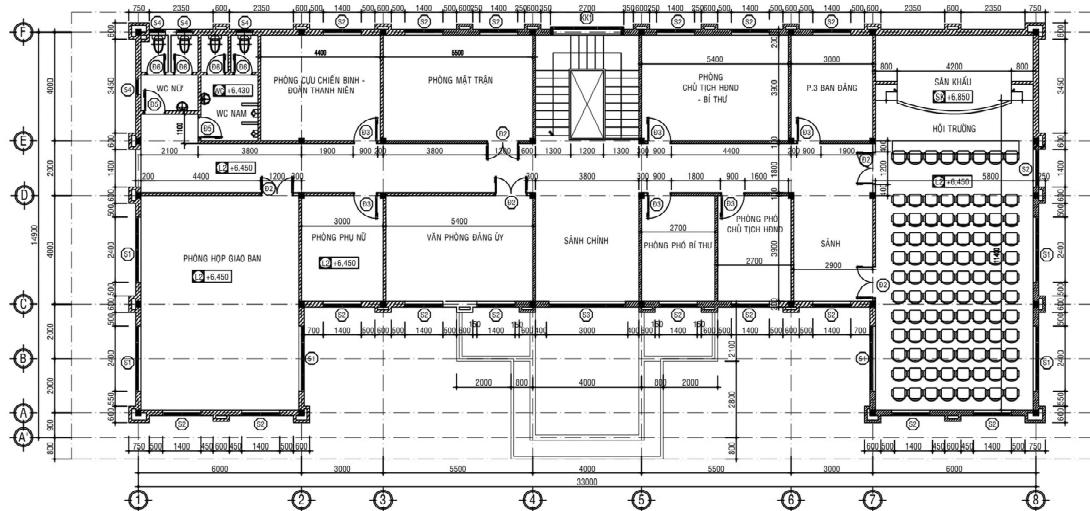
Sơ bộ chiều dày ô sàn: $b=1000\text{mm}$, $h= 100\text{mm}$, $a=20\text{mm}$ $\Rightarrow h_0=h-a=100-20=80\text{mm}$.

Chương III

TÍNH TOÁN VÀ CẤU TẠO SÀN TẦNG ĐIỂN HÌNH BẰNG PHƯƠNG PHÁP TRA Ô BẢNG ĐƠN

3.1. Vị trí, đặc điểm, kích thước và các cấu kiện chính

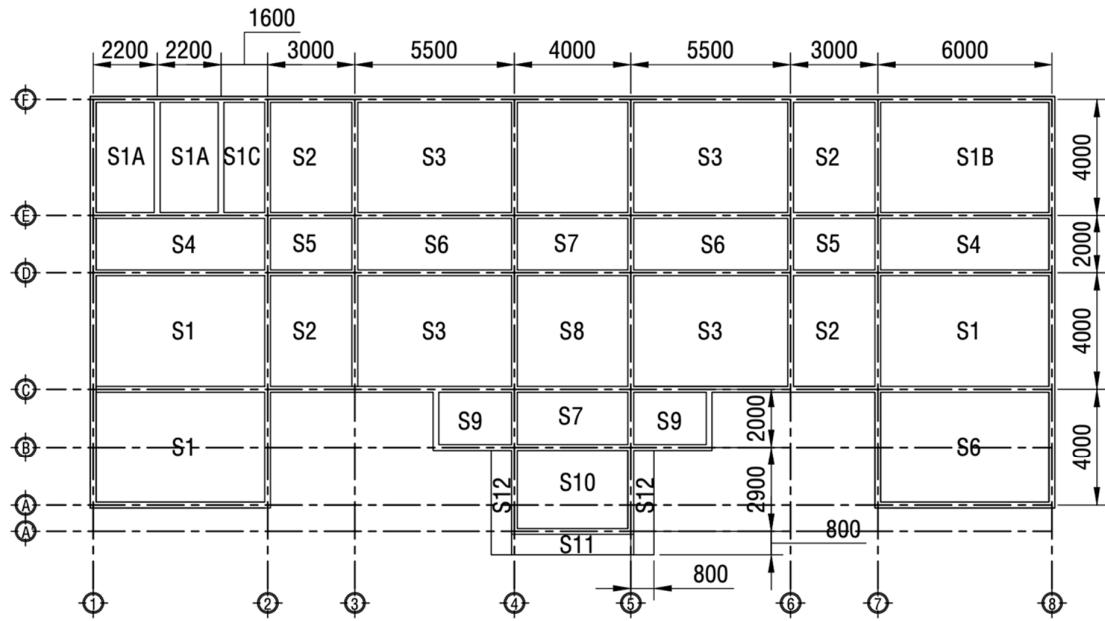
Sàn tầng 2 là một trong những sàn tầng điển hình cho khối nhà. Sơ bộ kích thước ô sàn: $b=1000\text{mm}$, $h= 100\text{mm}$, $a=20\text{mm}$ $\Rightarrow h_0=h-a=100-20=80\text{mm}$



Hình 3.1. Mặt bằng kiến trúc điển hình

3.2. Phân chia các ô sàn và xác định các vị trí đà phụ, đà chính

Phân loại ô sàn dựa theo kích thước ô và chức năng sử dụng của từng ô, một số ô sàn có chênh lệch kích thước ít có thể đặt cùng một tên. Đặt tên các ô sàn như sau:



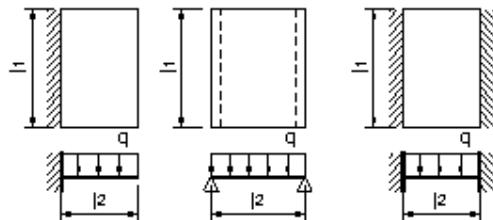
Hình 3.2. Mặt bằng ô sàn tầng 2

3.3. Tính thép sàn

3.3.1. Bản sàn 1 phương

3.3.1.1. Bản dầm

Khi bản sàn được liên kết (dầm hoặc tường) ở một cạnh (liên kết ngầm) hoặc ở hai cạnh đối diện (kết tự do hoặc ngầm). Lúc đó tải trọng chỉ truyền theo phương có liên kết, bản chỉ làm việc một phương.



Hình 3.3. Bản loại dầm

Khi $\alpha = \frac{l_2}{l_1} = \frac{4000}{1600} = 2,5 \geq 2$: (Ô sàn S1C) có thể xem bản thuộc loại bản dầm, làm việc một phương theo phương cạnh ngắn. Theo phương dài ta chỉ cần đặt

thép theo cấu tạo. Tiêu chuẩn thiết kế của một số nước quy ước bám dàm khi $l_2/l_1 \geq 2,5$ hoặc $l_2/l_1 \geq 3$. thép nhóm CI (AI)

Tra phụ lục 5 (Kết cấu bê tông cốt thép_Võ Bá Tầm (Chủ biên)) ta tìm được $\alpha_R = 0,4271$ và $\xi_R = 0,618$

3.3.1.2. Nội lực sàn

– Ô sàn S1C

Moment nhíp:

$$M_n = \frac{ql^2}{24} = \frac{(0,480 + 0,195) * 1,6^2}{24} = 0,072 \text{ Tm}$$

Moment gối:

$$M_g = \frac{ql^2}{12} = \frac{(0,480 + 0,195) * 1,6^2}{12} = 0,144 \text{ Tm}$$

– Tính thép sàn

Dùng công thức tính toán thép sàn ta có:

$$\begin{aligned} \alpha_m &= \frac{M}{R_b b h_0^2} \\ \rightarrow \xi &= (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) \\ \rightarrow \gamma &= \frac{\alpha_m}{\xi} \\ \rightarrow A_s &= \frac{\xi \cdot \gamma \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} \end{aligned}$$

Thép gối

$$\begin{aligned} \alpha_m &= \frac{M}{R_b b h_0^2} = 0,0265 \\ \rightarrow \xi &= (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0,027 \\ \rightarrow \gamma &= \frac{\alpha_m}{\xi} = 0,987 \\ \rightarrow A_s &= \frac{\xi \cdot \gamma \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} = 0,652 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Chọn Ø10a200 As = 3,93cm² > 0,652cm²

Kiểm tra điều kiện hàm lượng

$$\mu_{\max} = 1,5\%$$

$$\mu_{\min} = 0,1\%$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} \times 100(\%) = \frac{3,93}{100 \times 8} \times 100 = 0,49\%$$

$\mu_{\min} < \mu < \mu_{\max} \Rightarrow$ thỏa điều kiện hàm lượng.

Số thanh thép chịu moment âm theo phương cạnh dài:

$$n = \frac{L_2}{a} + 1 = \frac{4000}{200} + 1 = 21 \text{ cây}$$

Thép nhịp

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = 0,0132$$

$$\rightarrow \xi = (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0,013$$

$$\rightarrow \gamma = \frac{\alpha_m}{\xi} = 0,993$$

$$\rightarrow A_s = \frac{\xi \cdot \gamma \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} = 0,324$$

Chọn Ø10a200 As = 3,93cm² > 0,324 cm²

Kiểm tra điều kiện hàm lượng

$$\mu_{\max} = 1,5\%$$

$$\mu_{\min} = 0,1\%$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} \times 100(\%) = \frac{3,93}{100 \times 8} \times 100 = 0,49\%$$

$\mu_{\min} < \mu < \mu_{\max} \Rightarrow$ thỏa điều kiện hàm lượng.

Số thanh thép chịu moment dương theo phương cạnh dài:

$$n = \frac{L_2}{a} + 1 = \frac{4000}{200} + 1 = 21 \text{ cây}$$

Tương tự ta có bảng tổng hợp các ô sàn sau:

Bảng 3.1. Bảng tính và bố trí thép sàn 1 phương

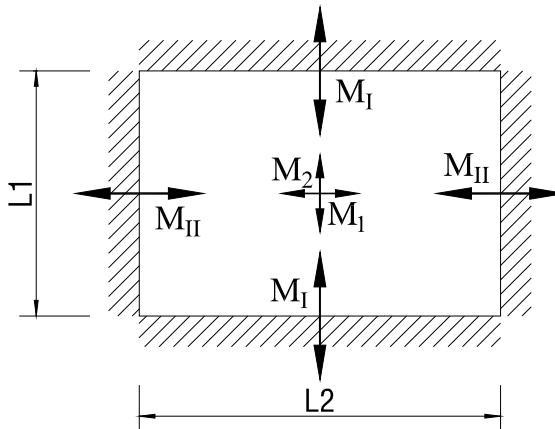
- Hàm lượng $\mu_{\min} = 0,1\%$
- Hàm lượng $\mu_{\max} = 1,5\%$
- Cấp độ bền BT B15 $R_b = 8,5 \text{ MPa}$
- Có thể toàn bộ sàn có thép thuộc nhóm CI (A-I) hoặc có cả CI (A-I) lẫn CII (A-II)

Ký hiệu ô sàn	Momen	Giá trị M <i>Tm</i>	ho <i>m</i>	b <i>m</i>	Rb <i>T/m²</i>	Rs <i>T/m²</i>	$\alpha\mu$	ζ	As <i>cm²</i>	Chọn thép		As chọn	$\mu\%$
										ϕ	<i>a m.m</i>		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	11	12	13	14	15
S1A	M1	0,1644	0,08	1	850	28000	0,030	0,985	0,075	10	200	3,93	0,49

	MI	0,3287	0,08	1	850	28000	0,060	0,969	0,151	10	200	3,93	0,49
S1C	M1	0,0720	0,08	1	850	28000	0,013	0,993	0,032	10	200	3,93	0,49
	MI	0,1440	0,08	1	850	28000	0,026	0,987	0,065	10	200	3,93	0,49
S4	M1	0,1600	0,08	1	850	28000	0,029	0,985	0,073	10	200	3,93	0,49
	MI	0,3200	0,08	1	850	28000	0,059	0,970	0,147	10	200	3,93	0,49
S6	M1	0,1600	0,08	1	850	28000	0,029	0,985	0,073	10	200	3,93	0,49
	MI	0,3200	0,08	1	850	28000	0,059	0,970	0,147	10	200	3,93	0,49
S7	M1	0,1600	0,08	1	850	28000	0,029	0,985	0,073	10	200	3,93	0,49
	MI	0,3200	0,08	1	850	28000	0,059	0,970	0,147	10	200	3,93	0,49
S11	M1	0,0256	0,08	1	850	28000	0,005	0,998	0,011	10	200	3,93	0,49
	MI	0,0512	0,08	1	850	28000	0,009	0,995	0,023	10	200	3,93	0,49
S12	M1	0,0256	0,08	1	850	28000	0,005	0,998	0,011	10	200	3,93	0,49
	MI	0,0512	0,08	1	850	28000	0,009	0,995	0,023	10	200	3,93	0,49

3.3.2. Bán sàn 2 phương

Khi $\alpha = l_2/l_1 < 2$: thuộc bán ngầm 4 cạnh, bán làm việc theo hai phương:



Hình 3.4. Bán sàn 2 phương

3.3.2.2. Xác định nội lực bản sàn

Moment tại giữa bản:

$$M_1 = m_{i1} \cdot P; \quad M_2 = m_{i2} \cdot P$$

Moment tại gối:

$$M_I = k_{i1} \cdot P; \quad M_{II} = k_{i2} \cdot P$$

Trong đó: $P = q \cdot l_1 \cdot l_2$
 m_{ij}, k_{ij} tra bảng phụ thuộc l_2/l_1 .

3.3.2.3. Tính toán sàn 2 phương S1

Với $L_1 = 4m$; $L_2 = 6m$

Ta có chiều dày sàn được chọn sơ bộ là $h_s = 100mm$, lớp bảo vệ $a = 20mm$.

Cắt bản theo hai phương vuông góc cạnh ngắn và cạnh dài với chiều rộng là $b = 1m = 1000 mm$.

– Tải trọng

+ Tĩnh tải: $g_{tt} = 0,48 \text{ T/m}^2$

+ Hoạt tải: $P_{tt} = 0,48 \text{ T/m}^2$

+ Tải trọng toàn phần: $P = (g_{tt} + P_{tt}) \times L_1 \times L_2 = (0,48 + 0,48) \times 4,0 \times 6,0 = 23,0 \text{ T}$

– Tính moment

+ $m_{91} = 0,0208$

+ $m_{92} = 0,0093$

+ $k_{91} = 0,0464$

+ $k_{92} = 0,0206$

– Vậy:

+ $M_1 = m_{91} \times P = 0,479 \text{ (Tm)}$.

+ $M_2 = m_{92} \times P = 0,214 \text{ (Tm)}$.

+ $M_I = k_{91} \times P = 1,069 \text{ (Tm)}$.

+ $M_{II} = k_{92} \times P = 0,475 \text{ (Tm)}$.

3.3.2.4. Tính thép và bố trí thép

Bêton B15 và thép nhóm CII(AII)

Tra phụ lục 5 (Kết cấu bê tông cốt thép_Võ Bá Tầm) ta tìm được

$\alpha_R = 0,4271$ và $\xi_R = 0,618$

Chọn $h_s = 100mm$, $a = 20mm \Rightarrow h_0 = 100 - 20 = 80 mm$.

– Tính thép chịu moment dương $M_1 = 0,479 \text{ Tm}$ theo phương cạnh ngắn L1.
Tính thép

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = 0,088$$

$$\begin{aligned}\rightarrow \xi &= (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0,092 \\ \rightarrow \gamma &= \frac{\alpha_m}{\xi} = 0,993 \\ \rightarrow A_s &= \frac{\xi \cdot \gamma \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} = 2,66\end{aligned}$$

Chọn Ø10a200 As = 3,93cm² > 2,66 cm² ta bố trí thép ở thó dưới theo phương L1.

Kiểm tra điều kiện hàm lượng

$$\begin{aligned}\mu_{\max} &= 1,5\% \\ \mu_{\min} &= 0,1\% \\ \mu &= \frac{A_s}{b \times h_0} \times 100(\%) = \frac{3,93}{100 \times 8} \times 100 = 0,49\%\end{aligned}$$

$\mu_{\min} < \mu < \mu_{\max} \Rightarrow$ thỏa điều kiện hàm lượng.

Số thanh thép chịu moment dương theo phương cạnh ngắn:

$$n = \frac{L_1}{a} + 1 = \frac{4000}{200} + 1 = 21 \text{ cây}$$

– Tính thép chịu moment dương M2 = 0,214 Tm theo phương cạnh dài L2.

Tính thép

$$\begin{aligned}\alpha_m &= \frac{M}{R_b b h_0^2} = 0,051 \\ \rightarrow \xi &= (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0,974 \\ \rightarrow \gamma &= \frac{\alpha_m}{\xi} = \\ \rightarrow A_s &= \frac{\xi \cdot \gamma \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} = 1,12\end{aligned}$$

Chọn Ø10a200 As = 3,93cm² > 1,12 cm² ta bố trí thép ở thó dưới theo phương L2.

Kiểm tra điều kiện hàm lượng

$$\begin{aligned}\mu_{\max} &= 1,5\% \\ \mu_{\min} &= 0,1\% \\ \mu &= \frac{A_s}{b \times h_0} \times 100(\%) = \frac{3,93}{100 \times 7} \times 100 = 0,56\%\end{aligned}$$

$\mu_{\min} < \mu < \mu_{\max} \Rightarrow$ thỏa điều kiện hàm lượng.

Số thanh thép chịu moment dương theo phương cạnh dài:

$$n = \frac{L_2}{a} + 1 = \frac{6000}{200} + 1 = \text{cây}$$

– Tính thép chịu moment âm MI = 1,069 Tm theo phương cạnh ngắn L1.

Tính thép

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = 0,197$$

$$\rightarrow \xi = (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0,221$$

$$\rightarrow \gamma = \frac{\alpha_m}{\xi} = 0,993$$

$$\rightarrow A_s = \frac{\xi \cdot \gamma \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} = 5,94$$

Chọn Ø10a200 As = 3,93cm² > 5,94 cm² ta bố trí thép ở thó dưới theo phương L1

Kiểm tra điều kiện hàm lượng

$$\mu_{\max} = 1,5\%$$

$$\mu_{\min} = 0,1\%$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} \times 100(\%) = \frac{3,93}{100 \times 8} \times 100 = 0,49 \%$$

$\mu_{\min} < \mu < \mu_{\max}$ => thỏa điều kiện hàm lượng.

Số thanh thép chịu moment dương theo phương cạnh ngắn:

$$n = \frac{L_1}{a} + 1 = \frac{4000}{200} + 1 = 21 \text{ cây}$$

– Tính thép chịu moment âm MII = 1,069 Tm theo phương cạnh dài L2.

Tính thép

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = 0,087$$

$$\rightarrow \xi = (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0,954$$

$$\rightarrow \gamma = \frac{\alpha_m}{\xi} =$$

$$\rightarrow A_s = \frac{\xi \cdot \gamma \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} = 2,22$$

Chọn Ø10a200 As = 3,93cm² > 2,22 cm² ta bố trí thép ở thó dưới theo phương

L2

Kiểm tra điều kiện hàm lượng

$$\mu_{\max} = 1,5\%$$

$$\mu_{\min} = 0,1\%$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} \times 100(\%) = \frac{3,93}{100 \times 8} \times 100 = 0,49\%$$

$\mu_{\min} < \mu < \mu_{\max}$ => thỏa điều kiện hàm lượng.

Số thanh thép chịu moment dương theo phương cạnh ngắn:

$$n = \frac{L_1}{a} + 1 = \frac{6000}{200} + 1 = \text{cây}$$

Bảng 3.2. Bảng tính moment của sàn hai phương lầu 2

Số hiệu ô sàn	Cạnh ngắn L1 (m)	Cạnh dài L2 (m)	$a = L2/L1$	m91 m92 k91 k92	Hoạt tải ptt	Tính tải gtt	$P=(ptt+gtt)L1L2$	M1 M2 MI MII $Tm2$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
S1A	2,2	4,0	1,82	0,0194	0,195	0,62	7	0,139
				0,0058				0,042
				0,0420				0,301
				0,0127				0,091
S1B	4,0	6,0	1,50	0,0208	0,84	0,48	32	0,659
				0,0093				0,295
				0,0464				1,470
				0,0206				0,653
S1	4,0	6,0	1,50	0,0208	0,48	0,48	23	0,479
				0,0093				0,214
				0,0464				1,069
				0,0206				0,475
S2	3,0	4,0	1,33	0,0209	0,36	0,48	10	0,211
				0,0118				0,119
				0,0474				0,478
				0,0270				0,272
S3	4,0	5,5	1,38	0,0210	0,36	0,61	21	0,448
				0,0110				0,235
				0,0413				0,882
				0,0249				0,531
S5	2,0	3,0	1,50	0,0208	0,48	0,48	6	0,120
				0,0093				0,054
				0,0464				0,267
				0,0206				0,119
S8	4,0	4,0	1,00	0,0179	0,48	0,48	15	0,275
				0,0179				0,275
				0,0417				0,641

Chương III. Tính toán và cấu tạo sàn tầng điển hình bằng phương pháp tra ô bảng đơn

				0,0417				0,641
S9	2,0	2,7	1,35	0,0210	0,48	0,48	5	0,109
				0,0115				0,060
				0,0474				0,246
				0,0262				0,136
S10	2,9	4,0	1,38	0,0210	0,48	0,48	11	0,234
				0,0110				0,123
				0,0413				0,460
				0,0249				0,277

Bảng 3.3. Bảng tính và bố trí thép sàn

Ký hiệu ô sàn	Momen	Giá trị M (TM)	ho (m)	b (m)	$\alpha\mu$	ζ	As (cm ²)	Chọn thép		As chọn	$\mu\%$	Chọn thép
								ϕ	$a (m.m)$			
1	2	3	4	5	8	9	10	11	12	13	14	15
S1A	M1	0,139	0,080	1	0,026	0,987	0,63	10	200	3,93	0,49	Ø10a200
	M2	0,042	0,070	1	0,010	0,995	0,21	10	200	3,93	0,56	Ø10a200
	MI	0,301	0,080	1	0,055	0,972	1,38	10	200	3,93	0,49	Ø10a200
	MII	0,091	0,080	1	0,017	0,992	0,41	10	200	3,93	0,49	Ø10a200
S1B	M1	0,659	0,080	1	0,121	0,935	3,15	10	200	3,93	0,49	Ø10a200
	M2	0,295	0,070	1	0,071	0,963	1,56	10	200	3,93	0,56	Ø10a200
	MI	1,470	0,080	1	0,270	0,839	7,82	14	180	8,55	1,07	Ø14a180
	MII	0,653	0,080	1	0,120	0,936	3,11	10	200	3,93	0,49	Ø10a200
S1	M1	0,479	0,080	1	0,088	0,954	2,24	10	200	3,93	0,49	Ø10a200
	M2	0,214	0,070	1	0,051	0,974	1,12	10	200	3,93	0,56	Ø10a200
	MI	1,069	0,080	1	0,197	0,890	5,37	12	200	5,66	0,71	Ø12a200
	MII	0,475	0,080	1	0,087	0,954	2,22	10	200	3,93	0,49	Ø10a200
S2	M1	0,211	0,080	1	0,039	0,980	0,96	10	200	3,93	0,49	Ø10a200
	M2	0,119	0,070	1	0,029	0,985	0,62	10	200	3,93	0,56	Ø10a200
	MI	0,478	0,080	1	0,088	0,954	2,24	10	200	3,93	0,49	Ø10a200
	MII	0,272	0,080	1	0,050	0,974	1,25	10	200	3,93	0,49	Ø10a200
S3	M1	0,448	0,080	1	0,082	0,957	2,09	10	200	3,93	0,49	Ø10a200
	M2	0,235	0,070	1	0,056	0,971	1,24	10	200	3,93	0,56	Ø10a200
	MI	0,882	0,080	1	0,162	0,911	4,32	12	200	5,66	0,71	Ø12a200
	MII	0,531	0,080	1	0,098	0,949	2,50	10	200	3,93	0,49	Ø10a200
S5	M1	0,120	0,080	1	0,022	0,989	0,54	10	200	3,93	0,49	Ø10a200
	M2	0,054	0,070	1	0,013	0,994	0,28	10	200	3,93	0,56	Ø10a200
	MI	0,267	0,080	1	0,049	0,975	1,22	10	200	3,93	0,49	Ø10a200
	MII	0,119	0,080	1	0,022	0,989	0,54	10	200	3,93	0,49	Ø10a200

Chương III. Tính toán và cấu tạo sàn tầng điển hình bằng phương pháp tra ô bảng đòn

S8	M1	0,275	0,080	1	0,051	0,974	1,26	10	200	3,93	0,49	Ø10a200
	M2	0,275	0,070	1	0,066	0,966	1,45	10	200	3,93	0,56	Ø10a200
	MI	0,641	0,080	1	0,118	0,937	3,05	10	200	3,93	0,49	Ø10a200
	MII	0,641	0,080	1	0,118	0,937	3,05	10	200	3,93	0,49	Ø10a200
S9	M1	0,109	0,080	1	0,020	0,990	0,49	10	200	3,93	0,49	Ø10a200
	M2	0,060	0,070	1	0,014	0,993	0,31	10	200	3,93	0,56	Ø10a200
	MI	0,246	0,080	1	0,045	0,977	1,12	10	200	3,93	0,49	Ø10a200
	MII	0,136	0,080	1	0,025	0,987	0,61	10	200	3,93	0,49	Ø10a200
S10	M1	0,234	0,080	1	0,043	0,978	1,07	10	200	3,93	0,49	Ø10a200
	M2	0,123	0,070	1	0,029	0,985	0,64	10	200	3,93	0,56	Ø10a200
	MI	0,460	0,080	1	0,085	0,956	2,15	10	200	3,93	0,49	Ø10a200
	MII	0,277	0,080	1	0,051	0,974	1,27	10	200	3,93	0,49	Ø10a200

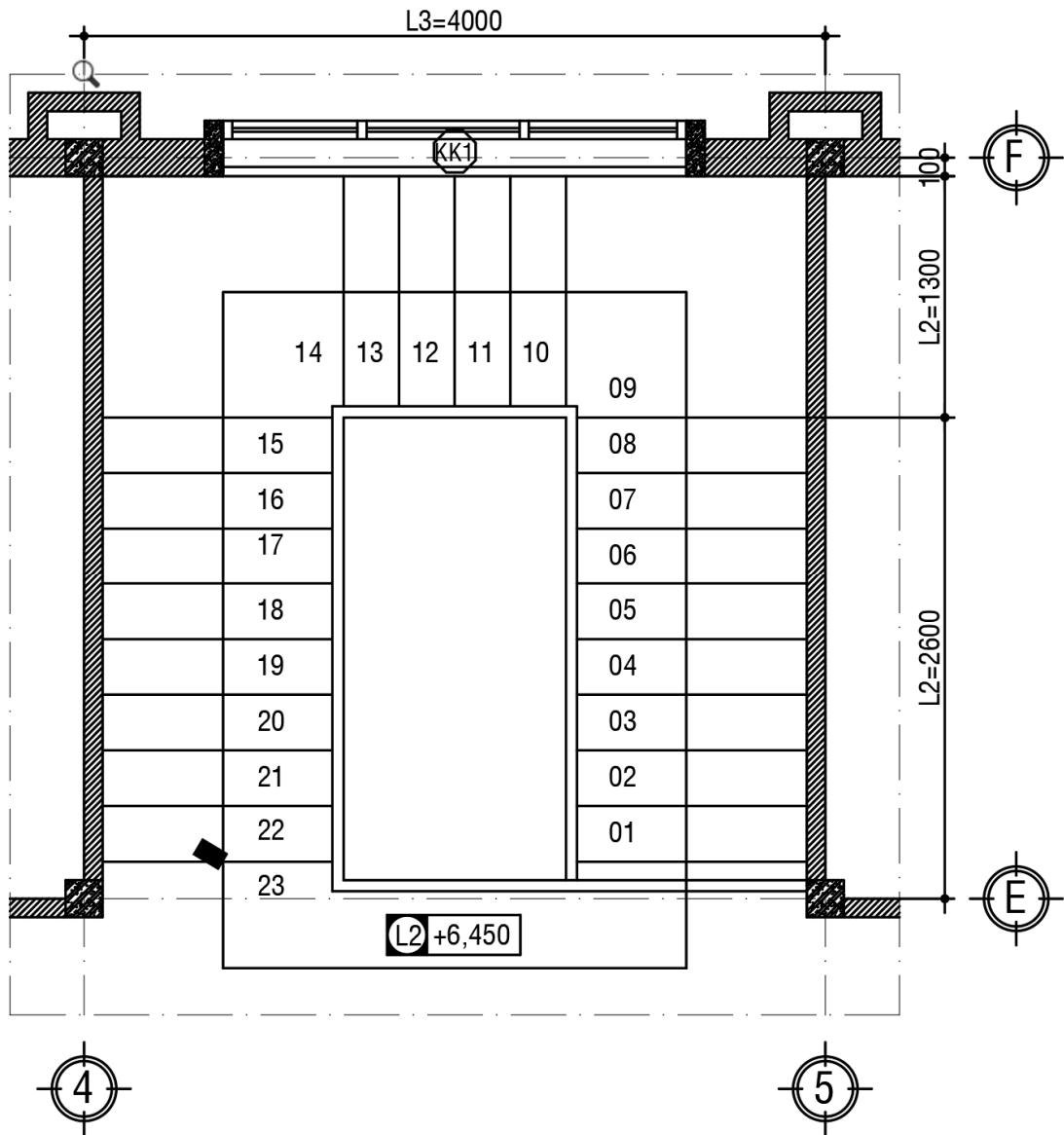
Chương IV

TÍNH TOÁN VÀ CẤU TẠO CẦU THANG BỘ

4.1. Vị trí, đặc điểm, kích thước

Công trình thiết kế là công trình có kích thước lớn, không gian và lưu lượng người ra vào lớn. Do đó, cầu thang thiết kế sao cho đảm bảo việc lưu thông.

Sử dụng kết cấu dạng bản chịu lực (không có Limon). Khi tính toán ta xét 1 dải bản rộng 1m để tính.



Hình 4.1. Mặt bằng cầu thang tầng 2

4.2. Sơ bộ tiết diện cầu kiệu

Cầu thang tầng điển hình của công trình này là cầu thang 3 vế dạng bát có 23 bậc thang. Vé 1 có 9 bậc, 2 có 10 bậc thang, vé 3 có 4 bậc.

$$h_b = \frac{3,6}{23} = 157\text{mm}$$

Chọn h_b = 157mm.

Chọn b_b = 300mm.

Góc nghiêng cầu thang:

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{h}{b} = \frac{157}{300} = 0,52 \rightarrow \alpha = 27,62^\circ$$

Chọn sơ bộ chiều dày bản thang

$$h_s = \frac{L_0}{30 \div 35} = 114 \div 133 \text{ mm}$$

→ Chọn chiều dày bản thang $h_s = 120 \text{ mm}$.

Kích thước các đàm cầu thang được chọn sơ bộ theo công thức:

$$h_{dt} = \frac{L_0}{10 \div 13} = \frac{4,0}{10 \div 13} = (308 \div 400) \text{ mm}$$

→ Chọn $h_{bt} = 400 \text{ mm}$

$$b_{dt} = \frac{h}{2 \div 3} = \frac{400}{2 \div 3} = (133 \div 200) \text{ mm}$$

→ Chọn $b_{bt} = 200 \text{ mm}$

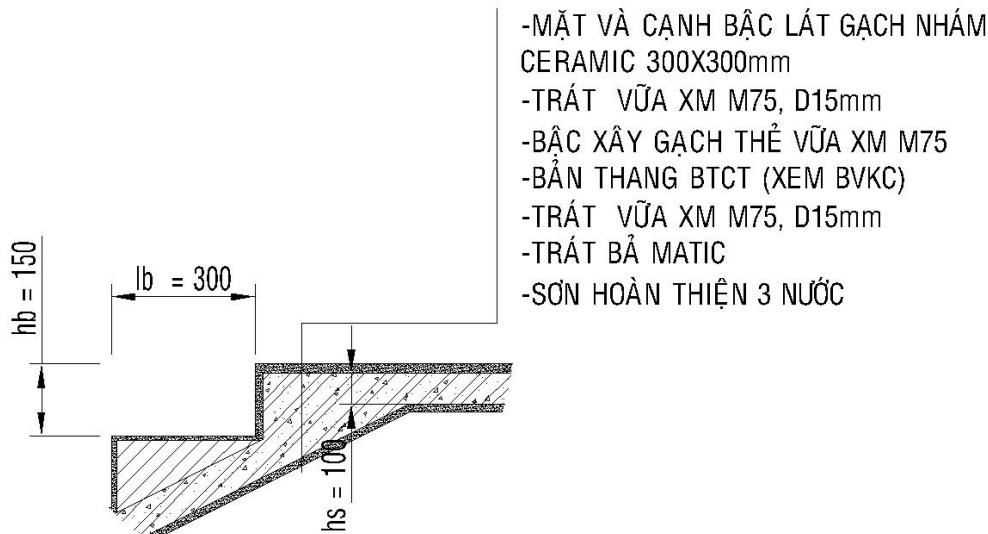
Chọn kích thước đàm thang $b \times h = 200 \times 400 \text{ mm}$.

4.3. Tính toán và cấu tạo bản thang

4.3.1. Tải trọng

4.3.1.1. Tính tải

Gồm trọng lượng bản thân các lớp cầu tạo:



Hình 4.2. Mặt cắt cấu tạo bản thang

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

Trong đó

- γ_i : khối lượng của lớp thứ i;
- δ_{tdi} : chiều dày tương đương của lớp thứ i theo phương bản nghiêng;
- n_i : hệ số tin cậy lớp thứ i.
- Chiều nghi

$$g_1 = \sum_1^n \gamma_i \delta_{tdi} n_i$$

$$= 0,02x 2,40 x 1,2 + (0,015 + 0,02)x 1,80 x 1,3$$

$$+ 0,12 x 2,50 x 1,1 = 0,470 \text{ } T/m^2$$

– Vết thang

Chiều dày tương đương của bậc thang được xác định theo công thức sau:
(tham khảo sách “Kết Cấu Bê Tông Cốt Thép – Tập 3 của thầy Võ Bá Tầm)

$$\delta_{td} = \frac{h_b \cos \alpha}{2}$$

Trong đó

- hb: Chiều cao bậc thang;
- α : Góc nghiêng của thang.

Để xác định chiều dày tương đương của lớp gạch, đá mài, vữa xi măng:

$$\delta_{td} = \frac{(l_b + h_b) \delta_i \cos \alpha}{l_b}$$

Trong đó:

- lb: Chiều dài bậc thang;
- hb: Chiều cao bậc thang;
- hb: Chiều cao bậc thang;
- α : Góc nghiêng của thang.
- Chiều dày tương đương của lớp gạch lát được quy đổi theo công thức:

$$\delta_{td1} = \frac{(0,157 + 0,300)x0,02x0,886}{0,3} = 0,027(m)$$

- Chiều dày tương đương của lớp vữa trát được quy đổi theo công thức:

$$\delta_{td2} = \frac{(0,157 + 0,300)x0,015x0,886}{0,3} = 0,020(m)$$

- Chiều dày tương đương của lớp vữa xi măng được quy đổi theo công thức:

$$\delta_{td3} = \frac{(0,157 + 0,300)x0,02x0,886}{0,3} = 0,027(m)$$

- Chiều dày tương đương của bê tông được quy đổi theo công thức:

$$\delta_{td4} = \frac{(0,157 + 0,300) \times 0,12 \times 0,886}{0,3} = 0,162(m)$$

– Chiều dày tương đương của lớp bậc thang được quy đổi theo công thức:

$$\delta_{td5} = \frac{0,157 \times 0,886}{2} = 0,070(m)$$

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

$$\begin{aligned} g'_2 &= \sum_1^n \gamma_i \delta_{tdi} n_i \\ &= 0,027 \times 2,40 \times 1,2 + 0,020 \times 1,80 \times 1,3 + 0,12 \times 2,50 \times 1,1 \\ &\quad + 0,070 \times 1,80 = 0,784 T/m^2 \end{aligned}$$

Theo phương đứng là

$$g_2 = \frac{g'_2}{\cos\alpha} = \frac{0,784}{0,886} = 0,885 T/m^2$$

4.3.1.2. Hoạt tải

Hoạt tải cầu thang lấy theo TCVN 2737-2006. Hoạt tải tính toán được tính toán được tính như sau:

$$p^{tt} = np^{tc} = 1,2 \times 0,3 = 0,360 (T/m^2)$$

– Trong đó:

– + p^{tc} : Hoạt tải tiêu chuẩn, lấy $p^{tc} = 0,3 (T/m^2)$

– + n: hệ số vượt tải. Lấy $n = 1,2$.

Đối với chiều nghỉ:

$$q_1 = g_1 + p = 0,470 + 0,360 = 0,830 T/m^2$$

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

$$q_2 = g_2 + g_{lc} + p = 0,885 + 0,030 + 0,360 = 1,275 T/m^2$$

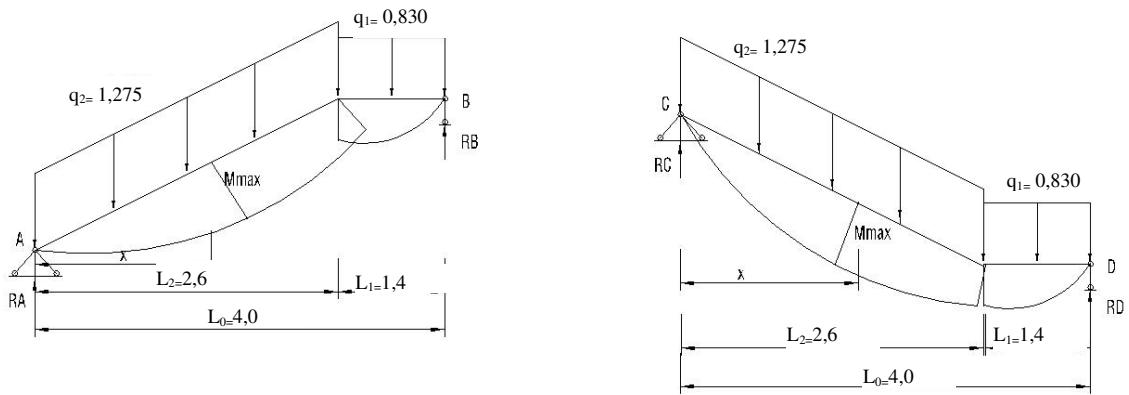
Trong đó: khối lượng của lan can tay vịn lấy $g_{lc} = 30 \text{ kg/m}^2$

4.3.2. Sơ đồ tính toán

Nhịp tính toán của bản thang: $L_0 = L_1 + L_2 = 1,4 + 2,6 = 4,0 \text{ m}$

Xét dãy có bề rộng b = 1m để tính.

Bản thang thuộc loại bản chịu lực theo 1 phương. Xem bản thang là đầm gãy khúc liên kết vào bản sàn và đầm. Căn cứ vào điều kiện thi công và thiên về an toàn, chọn sơ đồ kết cầu bản thang như sau:



Hình 4.3. Sơ đồ tính toán

4.3.3. Tính vẽ 1

$$\begin{aligned} \frac{\sum M}{B} = 0 &\leftrightarrow R_A(L_1 + L_2) = \frac{q_2}{\cos\alpha} L_2 \left(L_1 + \frac{L_2}{2} \right) + q_1 \frac{L_1^2}{2} \\ R_A &= \frac{\frac{q_2}{\cos\alpha} L_2 + \left(L_1 + \frac{L_2}{2} \right) + q_1 \frac{L_1^2}{2}}{(L_1 + L_2)} \\ &= \frac{1,275}{0,886} x 2,6 + \left(1,4 + \frac{2,6}{2} \right) + 0,830 x \frac{1,4^2}{2} \\ &= 2,728T \\ R_B &= \frac{q_2}{\cos\alpha} L_2 + q_1 L_1 - R_A \\ &= \frac{1,275}{0,886} x 2,6 + 0,830 x 1,4 - 2,728 = 2,174T \end{aligned}$$

Xét tại một tiết diện bất kỳ, cách gối tựa A một đoạn là x, tính momen tại tiết diện đó:

$$M_x = R_A x \cos\alpha - q_2 \frac{x^2}{2}$$

Momen lớn nhất ở nhịp được xác định từ điều kiện: “đạo hàm của momen là lực cắt và lựu cắt tại đó phải bằng không”.

Lấy đạo hàm của M_x theo x và cho đạo hàm đó bằng không tìm được x:

$$\begin{aligned} Q &= R_A \cos\alpha - q_2 x = 0 \\ \rightarrow x &= \frac{R_A \cos\alpha}{q_2} = \frac{2,728 * 0,886}{1,275} = 1,90m \end{aligned}$$

Thay x vừa tìm được vào tính M_{max} :

$$M_{max} = R_A x \cos \alpha - q_2 \frac{x^2}{2} = 2,728x1,90x0,886 - 1,275x \frac{1,90^2}{2} = 2,29Tm$$

Tính cốt thép:

Momen ở nhịp: $M_n = 0,7M_{max} = 1,60Tm$

Momen ở gối: $M_g = 0,4M_{max} = 0,92Tm$

Từ M tính:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_s b h_0^2}; \zeta = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}); A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0}$$

- Thép chịu mômen dương giữa nhịp $M_n = 1,60 Tm$

Theo phương ngắn $L_l = 1,4m$

Chiều dày lớp bảo vệ $a = 2cm$, $h_0 = 10cm$, $b = 100cm$.

Ta có:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_s b h_0^2} = \frac{1,60}{850x1x0,1^2} = 0,189$$

$$\zeta = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2x 0,189}) = 0,894$$

- Diện tích cốt thép chịu mômen âm tại nhịp:

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{1,60}{28.000 x 0,985 x 0,1} = 6,405 cm^2$$

Chọn Ø10a120 có $A_s = 6,54cm^2$.

Hàm lượng thép tính toán

$$\mu = \frac{A_s}{b h_0} x 100\% = \frac{6,54}{100x10} = 0,65\%$$

Hàm lượng thép nhỏ nhất $\mu_{min} = 0,1\%$.

Hàm lượng thép lớn nhất

$$\mu_{max} = \frac{\xi_R R_b}{R_s} = \frac{0,650x850}{28.000} = 1,974\%$$

Điều kiện $\mu_{min} \leq \mu \leq \mu_{max}$ được thỏa.

Vậy ta chọn Ø10a120 để bố trí.

- Thép chịu mômen âm tại gối $M_g = 0,92 Tm$

Theo phương ngắn $L_l = 1,4m$

Chiều dày lớp bảo vệ $a = 2cm$, $h_0 = 10cm$, $b = 100cm$.

Ta có:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_s b h_0^2} = \frac{0,92}{850x1x0,1^2} = 0,108$$

$$\zeta = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2x 0,108}) = 0,943$$

- Diện tích cốt thép chịu mômen âm tại nhịp:

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{0,92}{28.000 \times 0,943 \times 0,1} = 3,473 \text{ cm}^2$$

Chọn Ø8a150 có $A_s = 3,35 \text{ cm}^2$.

Hàm lượng thép tính toán

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} \times 100\% = \frac{3,35}{100 \times 10} = 0,65\%$$

Hàm lượng thép nhỏ nhất $\mu_{\min} = 0,1\%$.

Hàm lượng thép lớn nhất

$$\mu_{\max} = \frac{\xi_R R_b}{R_s} = \frac{0,650 \times 850}{28.000} = 1,974\%$$

Điều kiện $\mu_{\min} \leq \mu \leq \mu_{\max}$ được thỏa.

Vậy ta chọn Ø8a150 để bô trí.

Bảng 4.1. Kết quả tính toán cột thép bản thang vế 1

Vị trí	Momen M	α_m	ζ	A_s (tính)	A_s (chọn)
Nhip	1,60	0,189	0,894	6,405	6,54 (Ø10a120)
Gối	0,92	0,108	0,943	3,473	3,35 (Ø8a150)

4.3.4. Tính vế 2

Kết quả tương tự như vế 1

4.3.5. Tính vế 3

Vế 3 được tính như sau: Xem vế 3 là một ô bản có kích thước trên mặt bằng là $(B_1; L_1) = (1,2m; 1,4m)$. Ô bản này tựa lên ba cạnh là đầm D_1 , chiều nghỉ 1 và chiều nghỉ 2.

Xét tỉ số $\frac{h_{d1}}{h_s} = \frac{0,40}{0,120} = 3,33 > 3$ nên liên kết giữa bản thang với đầm chiều nghỉ được xem là liên kết ngầm và hai cạnh liên kết với hai chiều nghỉ được xem là liên kết khớp, cạnh còn lại tự do.

Có:

$$\frac{B_1}{\cos \alpha} = \frac{1,2}{0,886} = 1,35 < L_1 = 1,4$$

Và:

$$\frac{L_1 \cos \alpha}{B_1} = \frac{1,4 \times 0,886}{1,2} = 1,03 < 2$$

Nên bô làm việc hai phương (bô kề ba cạnh), sơ đồ tính là bô liên kết khốp theo hai cạnh L_1 , liên kết ngầm theo cạnh B_1 , chịu tải trọng là $q_2 \cos\alpha$, tính theo sơ đồ 2 Phụ lục 13.

$$L_1 = 1,4m ; L_2 = \frac{1,2}{\cos\alpha} = 1,35m$$

$$M_1 = m_{11} q_2 \cos\alpha L_1^2$$

$$M_2 = m_{12} q_2 \cos\alpha L_2^2$$

$$M_I = k_{11} q_2 \cos\alpha L_1^2$$

Với các hệ số m_{11}, k_{11}, k_{12} tra bảng (sơ đồ 11) tùy thuộc vào tỷ số $\frac{L_1}{L_2} = 1,034$ có:

$$m_{11}=0,0149$$

$$m_{12}=0,0538$$

$$k_{11}=0,1125$$

Tính được:

$$M_1 = 0,0149 \times 1,275 \times 0,886 \times 1,4^2 = 0,033 \text{ Tm}$$

$$M_2 = 0,0538 \times 1,275 \times 0,886 \times 1,35^2 = 0,111 \text{ Tm}$$

$$M_I = 0,1125 \times 1,275 \times 0,886 \times 1,4^2 = 0,249 \text{ Tm}$$

– Thép chịu mômen dương giữa nhịp $M_1 = 0,033 \text{ T}$

Theo phương dài $L_1 = 1,4m$

Chiều dày lớp bảo vệ $a=2\text{cm}$, $h_0=10\text{cm}$, $b=100\text{cm}$.

Ta có:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_s b h_0^2} = \frac{0,033}{850 \times 1 \times 0,1^2} = 0,004$$

$$\zeta = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,004}) =$$

0,998

- Diện tích cốt thép chịu mômen âm tại nhịp:

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{0,033}{28.000 \times 0,998 \times 0,1} = 0,118 \text{ cm}^2$$

Chọn Ø6a200 có $A_s = 1,41\text{cm}^2$.

Hàm lượng thép tính toán

$$\mu = \frac{A_s}{b h_0} \times 100\% = \frac{1,41}{100 \times 10} = 0,14\%$$

Hàm lượng thép nhỏ nhất $\mu_{min} = 0,1\%$.

Hàm lượng thép lớn nhất

$$\mu_{max} = \frac{\xi_R R_b}{R_s} = \frac{0,650 \times 850}{28.000} = 1,974\%$$

Điều kiện $\mu_{min} \leq \mu \leq \mu_{max}$ được thỏa.

Vậy ta chọn Ø6a200 để bô trí.

– Thép chịu mômen dương giữa nhịp M2 = 0,111 T

Theo phương ngắn L2= 1,35m

Chiều dày lớp bảo vệ a=2cm, h0=10cm, b=100cm.

Ta có:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_s b h_0^2} = \frac{0,111}{850 \times 1 \times 0,1^2} = 0,013$$

$$\zeta = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,013}) =$$

0,993

- Diện tích cốt thép chịu mômen âm tại nhịp:

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{0,111}{28.000 \times 0,993 \times 0,1} = 0,400 \text{ cm}^2$$

Chọn Ø6a200 có A_s= 1,41cm².

Hàm lượng thép tính toán

$$\mu = \frac{A_s}{b h_0} \times 100\% = \frac{1,41}{100 \times 10} = 0,14\%$$

Hàm lượng thép nhỏ nhất $\mu_{\min} = 0,1\%$.

Hàm lượng thép lớn nhất

$$\mu_{max} = \frac{\xi_R R_b}{R_s} = \frac{0,650 \times 850}{28.000} = 1,974\%$$

Điều kiện $\mu_{\min} \leq \mu \leq \mu_{\max}$ được thỏa.

Vậy ta chọn Ø6a200 để bố trí.

– Thép chịu mômen âm ở gói MI = 0,029 T

Theo phương dài L1= 1,40m

Chiều dày lớp bảo vệ a=2cm, h0=10cm, b=100cm.

Ta có:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_s b h_0^2} = \frac{0,249}{850 \times 1 \times 0,1^2} = 0,029$$

$$\zeta = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,029}) =$$

0,985

- Diện tích cốt thép chịu mômen âm tại nhịp:

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{0,249}{28.000 \times 0,985 \times 0,1} = 0,903 \text{ cm}^2$$

Chọn Ø6a200 có A_s= 1,41cm².

Hàm lượng thép tính toán

$$\mu = \frac{A_s}{b h_0} \times 100\% = \frac{1,41}{100 \times 10} = 0,14\%$$

Hàm lượng thép nhỏ nhất $\mu_{min} = 0,1\%$.

Hàm lượng thép lớn nhất

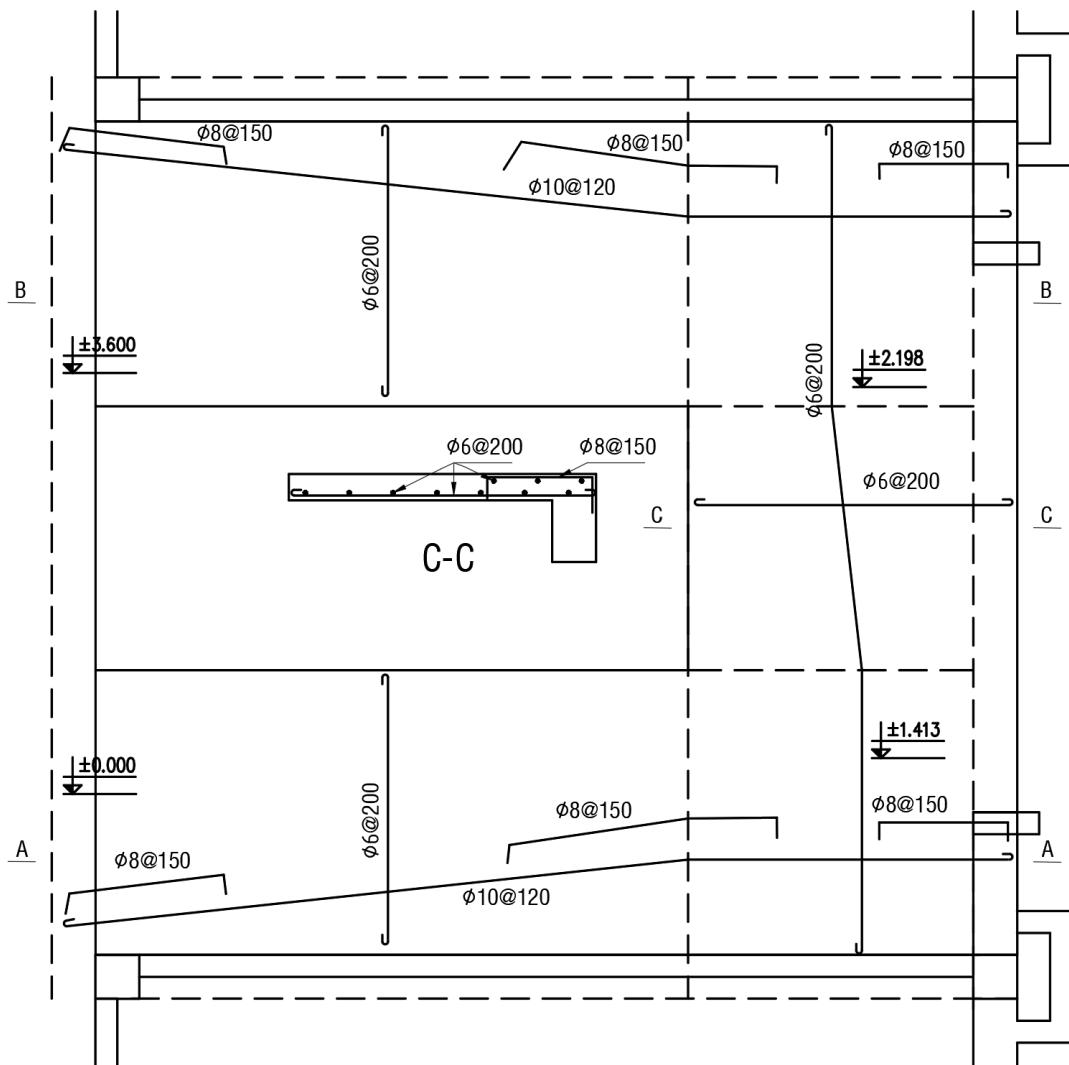
$$\mu_{max} = \frac{\xi_R R_b}{R_s} = \frac{0,650 \times 850}{28.000} = 1,974\%$$

Điều kiện $\mu_{min} \leq \mu \leq \mu_{max}$ được thỏa.

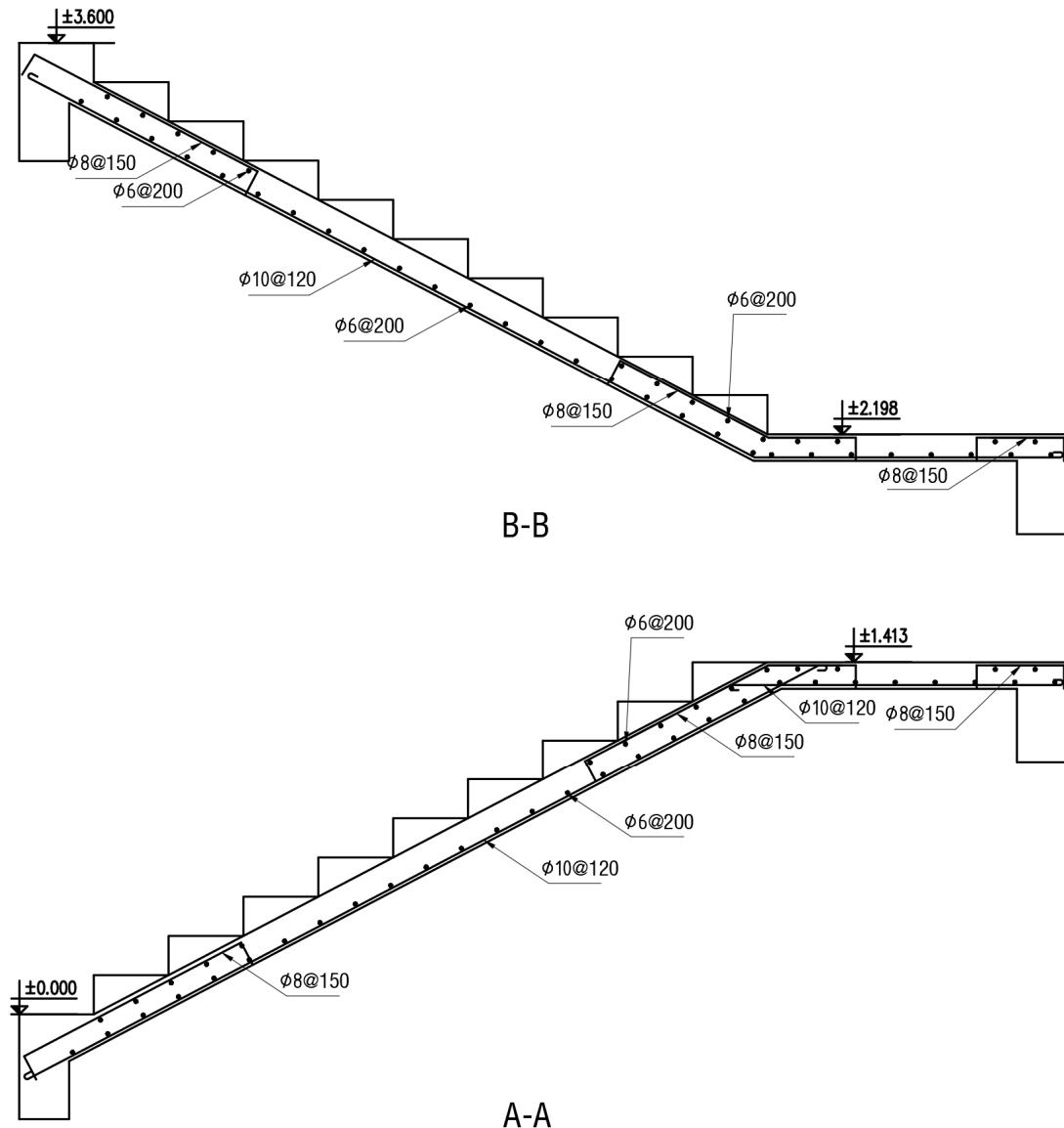
Vậy ta chọn Ø6a200 để bố trí.

Bảng 4.2. Kết quả tính toán cốt thép bản thang vẽ 3

	Momen M	α_m	ζ	A_s (tính)	A_s (chọn)
M ₁	0,033	0,004	0,998	0,118	1,41 (Ø6a200)
M ₂	0,111	0,013	0,993	0,400	1,41 (Ø6a200)
M _I	0,249	0,029	0,985	0,903	1,41 (Ø6a200)



Hình 4.4. Mặt bằng bố trí thép cầu thang



Hình 4.5. Mặt cắt bố trí thép cầu thang

4.4. Tính dàm chiếu nghỉ D1

Tải trọng tác dụng lên đầm D₁ gồm:

4.4.1. Đoạn AB

Trọng lượng bản thân đầm:

$$g_d = b_d(h_d - h_s)n\gamma_b$$

Trọng lượng tường xây trên đầm:

$$\begin{aligned} g_t &= b_t h_t n \gamma_t \\ &= 0,2 \times (3,6 - 1,36) \times 1,1 \times 1,8 = 0,887 T/m \end{aligned}$$

Do bản thang truyền vào là phản lực của các gói tựa tại B của vế 1 được quy về dạng phân bố đều:

$$\text{Vế 1: } \frac{R_B}{m} = 2,174 T/m$$

$$q_1 = g_d + g_t + R_B = 0,165 + 0,887 + 2,174 = 3,226 T/m$$

4.4.2. Đoạn BC

Trọng lượng bản thân đầm:

$$\begin{aligned} g_d &= \frac{b_d (h_d - h_s) n \gamma_b}{\cos \alpha} \\ &= \frac{0,20(0,40 - 0,1) \times 1,1 \times 2,5}{0,886} = 0,186 T/m \end{aligned}$$

Trọng lượng tường xây trên đầm:

$$\begin{aligned} g_t &= b_t h_t n \gamma_t \\ &= 0,2 * (3,6 - \frac{1,36 + 2,16}{2}) * 1,1 * 1,8 = 0,822 T/m \end{aligned}$$

Do bản thang truyền vào:

$$q_b = \frac{q_2 l_1}{\cos \alpha} = \frac{1,275 * 1,40}{0,886} = 2,01 Tm$$

$$q_2 = g_d + g_t + q_b = 0,186 + 0,822 + 0,570 = 3,02 T/m$$

4.4.3. Đoạn CD

Trọng lượng bản thân đầm:

$$\begin{aligned} g_d &= b_d (h_d - h_s) n \gamma_b \\ &= 0,20(0,40 - 0,1) * 1,1 * 2,5 = 0,165 T/m \end{aligned}$$

Trọng lượng tường xây trên đầm:

$$\begin{aligned} g_t &= b_t h_t n \gamma_t \\ &= 0,2 * (3,6 - 2,16) * 1,1 * 1,8 = 0,570 T/m \end{aligned}$$

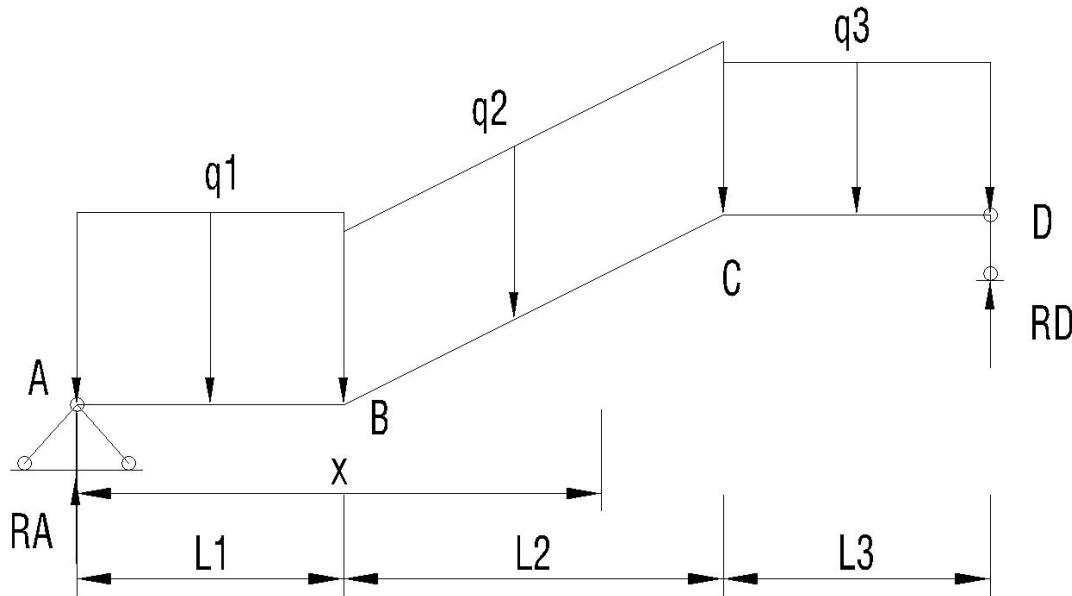
Do bản thang truyền vào là phản lực của các gói tựa tại B của vế 1 được quy về dạng phân bố đều:

$$\text{Vế 1: } \frac{R_D}{m} = 2,174 T/m$$

$$q_3 = g_d + g_t + R_D = 0,165 + 0,570 + 2,174 = 2,91 T/m$$

4.4.4. Sơ đồ tính

D₁: l₁ = l₃ = 1,40m; l₂ = 1,2m



Hình 4.6. Sơ đồ tính dầm chiếu nghiêng D1

Momen tại A:

$$\frac{\sum M}{A} = q_1 \frac{L_1^2}{2} + q_2 \frac{L_2}{\cos\alpha} \left(L_1 + \frac{L_2}{2} \right) + q_3 L_3 \left(L_1 + L_2 + \frac{L_3}{2} \right) - R_D (L_1 + L_2 + L_3) = 0$$

Phản lực tại D:

$$R_D = \frac{q_1 \frac{L_1^2}{2} + q_2 \frac{L_2}{\cos\alpha} \left(L_1 + \frac{L_2}{2} \right) + q_3 L_3 \left(L_1 + L_2 + \frac{L_3}{2} \right)}{L_1 + L_2 + L_3} = 6,20T$$

$$R_A = q_1 L_1 + q_2 \frac{L_2}{\cos\alpha} + q_3 L_3 - R_D = 6,49T$$

Xét tại điểm bất kỳ E cách A một đoạn là x, momen tại E:

$$M_E = R_A x - q_1 L_1 \left(x - \frac{L_1}{2} \right) - q_2 (x - L_1)^2 \frac{1}{\cos\alpha}$$

Lực cắt tại E:

$$Q_E = R_A - q_1 L_1 - q_2 (2x - 2L_1) \frac{1}{2\cos\alpha}$$

Momen lớn nhất khi lực cắt bằng không. Q_E = 0 khi x bằng:

$$x = \frac{(R_A - q_1 L_1) \cos \alpha}{q_2} + L_1 = 1,98m$$

$$\rightarrow M_{max} = 6,49Tm$$

Momen ở nhịp: $M_n = 0,7M_{max} = 4,54 \text{ Tm}$

Momen ở gối: $M_g = 0,4M_{max} = 2,59 \text{ Tm}$

4.4.5. Tính cốt thép

– Thép chịu mômen dương giữa nhịp $M_n = 4,54 \text{ Tm}$

Chiều dày lớp bảo vệ $a=2\text{cm}$, $h_0=38\text{cm}$, $b=20\text{cm}$.

Ta có:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_s b h_0^2} = \frac{4,54}{850 \times 0,2 \times 0,38^2} = 0,185 \text{ m}^2$$

$$\zeta = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,185}) = 0,8969$$

- Diện tích cốt thép chịu mômen âm tại nhịp:

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{4,54}{28.000 \times 0,8969 \times 0,38} = 4,759$$

Chọn $2\text{Ø}18$ có $A_s = 5,09\text{cm}^2$.

Hàm lượng thép tính toán

$$\mu = \frac{A_s}{b h_0} \times 100\% = \frac{6,54}{20 \times 38} = 0,65\%$$

Hàm lượng thép nhỏ nhất $\mu_{min} = 0,1\%$.

Hàm lượng thép lớn nhất

$$\mu_{max} = \frac{\xi_R R_b}{R_s} = \frac{0,650 \times 850}{28.000} = 1,974\%$$

Điều kiện $\mu_{min} \leq \mu \leq \mu_{max}$ được thỏa.

Vậy ta chọn $2\text{Ø}18$ để bố trí.

– Thép chịu mômen âm tại gối $M_g = 2,59 \text{ Tm}$

Chiều dày lớp bảo vệ $a=2\text{cm}$, $h_0=38\text{cm}$, $b=20\text{cm}$.

Ta có:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_s b h_0^2} = \frac{2,59}{850 \times 0,2 \times 0,38^2} = 0,106$$

$$\zeta = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,106}) = 0,9440$$

- Diện tích cốt thép chịu mômen âm tại nhịp:

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{2,59}{28.000 \times 0,9440 \times 0,38} = 2,583 \text{ cm}^2$$

Chọn $2\varnothing 14$ có $A_s = 3,08 \text{cm}^2$.

Hàm lượng thép tính toán

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} \times 100\% = \frac{3,08}{20 \times 38} = 0,41\%$$

Hàm lượng thép nhỏ nhất $\mu_{\min} = 0,1\%$.

Hàm lượng thép lớn nhất

$$\mu_{\max} = \frac{\xi_R R_b}{R_s} = \frac{0,650 \times 850}{28.000} = 1,974\%$$

Điều kiện $\mu_{\min} \leq \mu \leq \mu_{\max}$ được thỏa.

Vậy ta chọn $2\varnothing 18$ để bố trí.

Bảng 4.3. Kết quả tính toán cốt thép đầm chiếu nghi D1

Vị trí	Momen M	α_m	ζ	A_s (tính)	A_s (chọn)
Nhip	4,54	0,185	0,8969	4,759	5,09 ($2\varnothing 18$)
Gối	2,59	0,106	0,9440	2,583	3,08 ($2\varnothing 14$)

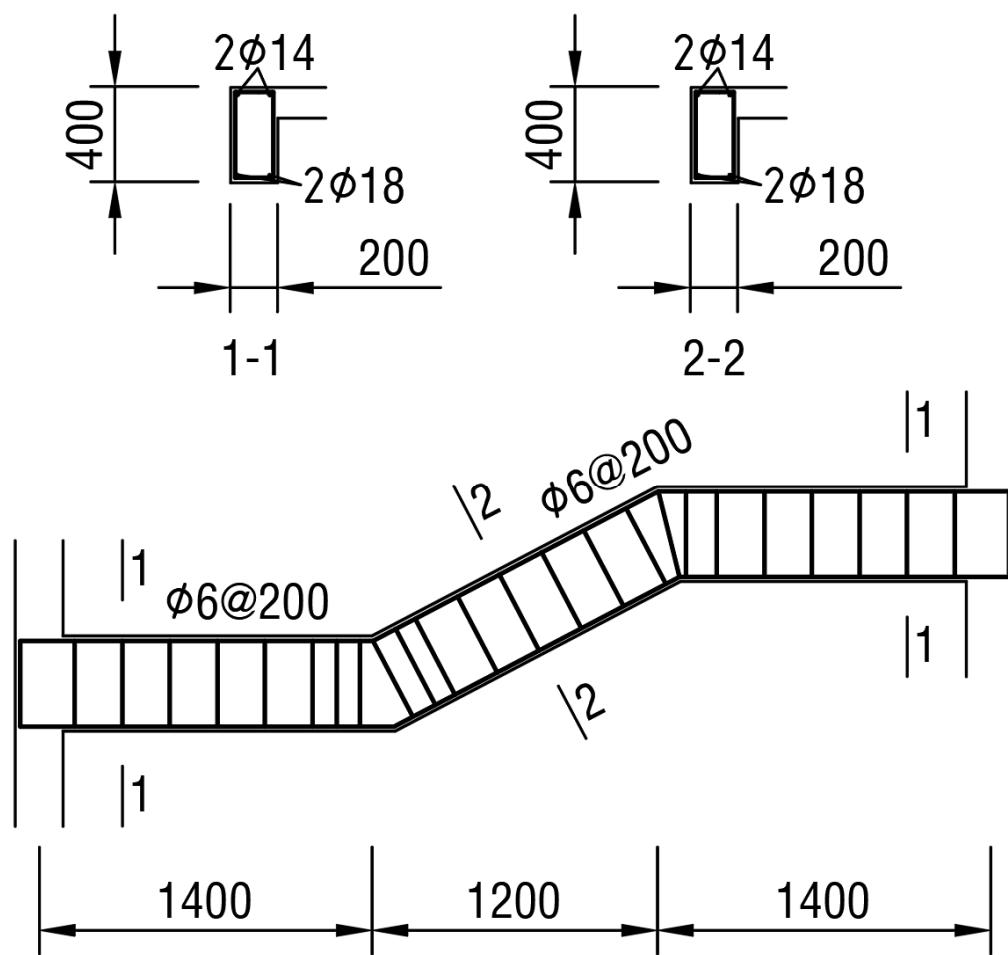
4.4.6. Tính cốt đai

Chọn cốt đai $\varnothing 6$; số đai n = 2; bước đai u = 15mm; $R_{sw} = 17.500 \text{ T/m}^2$

$$Q_{db} = \sqrt{8R_{bt}bh_o^2 \frac{R_{sw}nf_{sw}}{u}}$$

$$Q_{db} = \sqrt{8 \times 7,5 \times 0,2 \times 0,38^2 \times \frac{1,750 \times 2 \times 0,283 \times 10^{-4}}{0,015}} = 11T$$

Vì $Q = 6,49T < Q_{db}$ nên cốt đai đã chọn đủ chịu lực cắt. Bố trí cốt đai như hình sau:



Hình 4.7. Bố trí cốt thép đàm chiếu D1

Chương V

TÍNH TOÁN CẤU TẠO KHUNG KHÔNG GIAN

5.1. Giới thiệu về vị trí, đặc điểm, kích thước và các cấu kiện chính của khung

Mô hình hóa trong phần mềm SAP 2000 các cấu kiện với kích thước như trong mặt bằng và mặt đứng kiến trúc;

- Cột, dầm: khai báo phần tử thanh (Frame)
- Sàn, vách cứng: khai báo phần tử tấm, vỏ (Shell)

Khung là kết cấu siêu tĩnh không gian bậc cao, nội lực trong khung không chỉ phụ thuộc vào sơ đồ, tải trọng, mà còn phụ thuộc vào độ cứng của các cấu kiện khung. Vì vậy khi tính toán khung ta phải chọn sơ bộ tiết diện của các cấu kiện trước.

Sơ đồ tính khung:

- Khung đỡ bê tông cốt thép toàn khối, là bộ phận chính chịu lực chính của công trình
- Liên kết giữa cột và móng là liên kết ngầm
- Liên kết giữa các dầm và cột xem là các nút cứng

5.2. Chọn vật liệu sử dụng

Bê tông dùng trong nhà cao tầng có cấp độ bền từ B15÷B60.

- Sử dụng bê tông cấp độ bền B15 cho cả dầm và cột, với các thông số sau:
 - Cường độ tính toán chịu nén: $R_b = 8,5T/m^2$.
 - Cường độ tính toán chịu kéo: $R_{bt} = 0,75T/m^2$.
 - Modul đàn hồi: $E_b = 23.000 T/m^2$.

Sử dụng cốt thép nhóm CI (AI) ($\Phi < 10mm$) cốt đai dầm, cột với các thông số kĩ thuật:

- Cường độ tính toán chịu nén, kéo: $R_{sc} = R_s = 225T/m^2$.
- Cường độ tính toán chịu kéo cho cốt đai: $R_{sw} = 175T/m^2$.
- Modul đàn hồi: $E_s = 210.000 T/m^2$.

Sử dụng cốt thép nhóm CII(AII) ($\Phi \geq 10mm$) cho cốt dọc đàm và cột với các thông số sau:

- Cường độ tính toán chịu nén, kéo: $R_{sc} = R_s = 280T/m^2$.
- Cường độ tính toán chịu kéo cho cốt đai: $R_{sw} = 225T/m^2$.
- Modul đàn hồi: $E_s = 210.000 T/m^2$.

5.3. Chọn sơ bộ kích thước tiết diện, tải trọng tác dụng

Kích thước sàn đã được chọn và tính toán trong chương sàn

5.3.1. Chọn sơ bộ kích thước cột

Gọi diện tích truyền tải tầng thứ i là: Si

Tổng tải trọng tác dụng lên ô sàn: $Q = Si (gs + ps)$

Trọng lượng bản thân đàm dọc, đàm ngang trong phạm vi truyền tải Si của tầng đang xét:

$$gd = \sum_1^n b \cdot h \cdot n_d \cdot \gamma_b L_d$$

Trọng lượng tường xây trên đàm trong phạm vi truyền tải Si của tầng đang xét:

$$gt = \sum_1^n b_t \cdot h_t \cdot n_t \cdot \gamma_t L_t$$

Trọng lượng bản thân cột của tầng đang xét:

$$gc = b_c \cdot h_c \cdot n_c \cdot \gamma_b H_c$$

Lực dọc tác dụng lên chân cột của một tầng bất kỳ đang xét:

$$Ni = qsSi + gd + gt + gc$$

Tổng lực dọc tác dụng lên chân cột của tất cả các tầng đang xét:

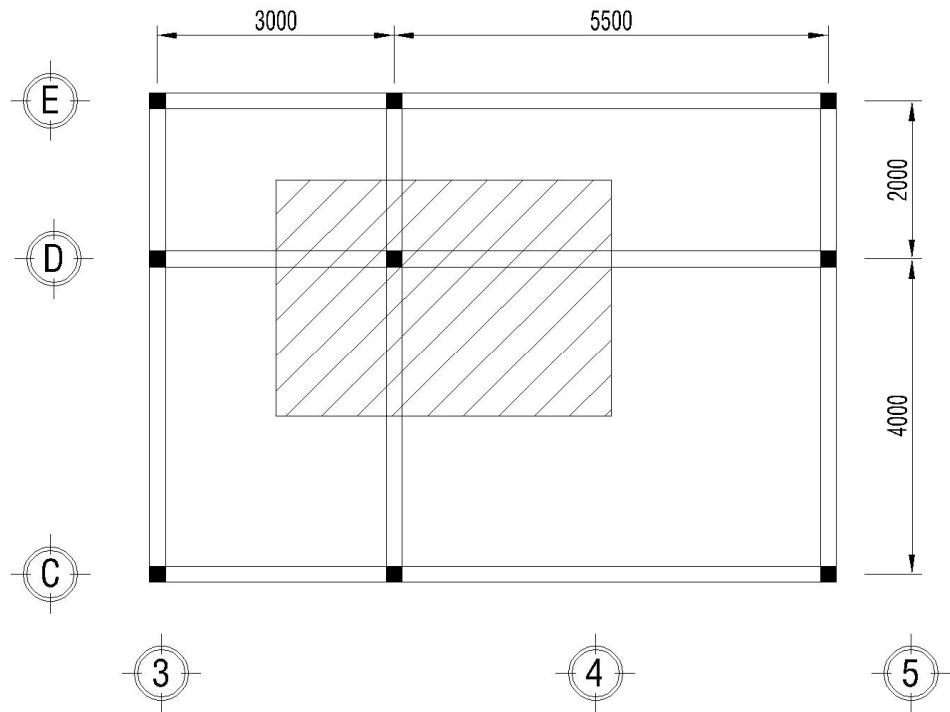
$$N = \sum_1^n N_i$$

Trong đó:

- nd, nt, nc: hệ số vượt tải của đàm, tường, cột.
- n : số tầng đang xét
- γ_b, γ_t : trọng lượng riêng của bê tông và tường

Chọn sơ bộ tiết diện cột theo công thức sau: $F = k \frac{N}{R_b}$

- k: hệ số điều chỉnh (cho cột nén lện tâm), ta chọn k=1.1 cho cột giữa (lệch tâm ít) và k=1.3 cho cột biên (lệch tâm nhiều)



Hình 5.1. Truyền tải cột giữa

Do đây chỉ là bước chọn sơ bộ nên ta sẽ gom chung các sàn làm một để dễ quy tải tác dụng về chân cột.

5.3.1.2. Cột giữa tầng trệt

Diện tích truyền tải tầng thứ i: $S_i = 4,25 \times 3 = 12,75 \text{ m}^2$

Tải trọng tác dụng tại chân cột:

Tổng tải trọng sàn:

$$Q = 12,75 \times (0,48 + 0,48) = 12,24 \text{ T}$$

Tổng trọng lượng bản thân đàm:

$$gd = 1,1 \times 2,5 \times (0,2 \times 0,4 \times 7,25) = 1,60 \text{ T}$$

Tổng trọng lượng tường xây trên đàm:

$$gt = 1,1 \times 0,1 \times 1,8 \times 3,6 \times 3,63 = 2,58 \text{ T}$$

Trọng lượng bản thân cột của tầng đang xét: (chọn sơ bộ $30\text{cm} \times 30 \text{ cm}$)

$$gc = 1,1 \times 2,5 \times 0,3 \times 0,3 \times 3,6 = 0,89 \text{ T}$$

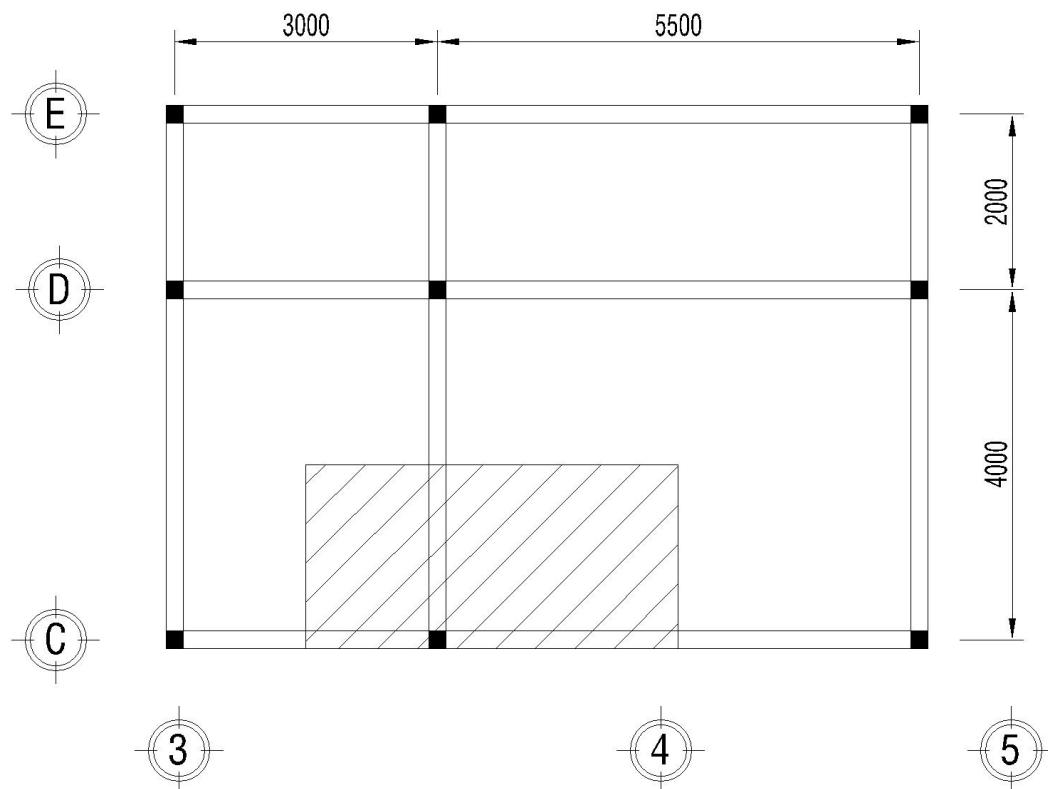
⇒ Tổng lực dọc tại chân cột tầng trệt:

$$N = (12,24 + 1,60 + 2,58 + 0,89) \times 2,00 = 34,62\text{T}$$

$$\text{Tiết diện cột chọn sơ bộ: } F = k \frac{N}{R_b} = 1,2 \times \frac{34,62}{850} = 0,05 \text{ m}^2$$

Vậy chọn $h = 30\text{cm}$, $b = 30\text{cm}$, có $F = 900\text{cm}^2$

5.3.1.3. Cột biên tầng trệt



Hình 5.2. Truyền tải cột biên

Diện tích truyền tải tầng thứ i: $S_i 4,25 \times 2 = 8,50 \text{ m}^2$

Tải trọng tác dụng tại chân cột:

Tổng tải trọng sàn:

$$Q = 8,50 \times (0,48 + 0,48) = 8,16\text{T}$$

Tổng trọng lượng bản thân đầm:

$$gd = 1,1 \times 2,5 \times (0,2 \times 0,4 \times 6,25) = 1,38\text{T}$$

Tổng trọng lượng tường xây trên đầm:

$$gt = 1,1 \times 0,2 \times 1,8 \times 3,6 \times 3,13 = 4,46T$$

Trọng lượng bản thân cột của tầng đang xét: (chọn sơ bộ $30\text{cm} \times 30\text{ cm}$)

$$gc = 1,1 \times 2,5 \times 0,3 \times 0,3 \times 3,6 = 0,89 \text{ T}$$

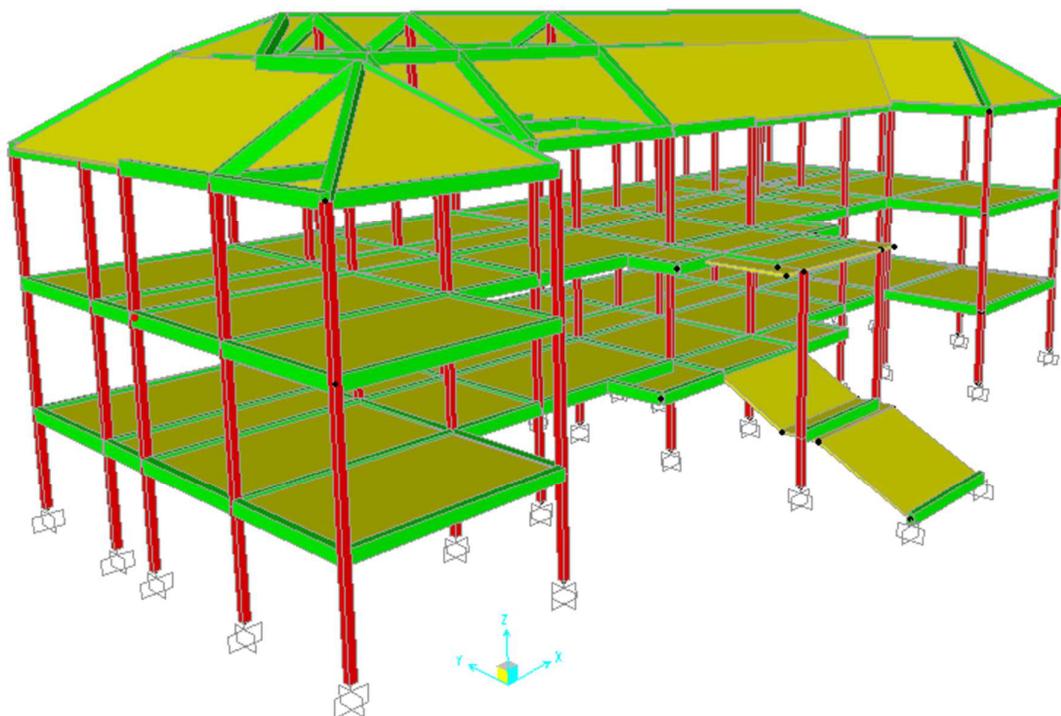
\Rightarrow Tổng lực dọc tại chân cột tầng trệt:

$$N = (8,16 + 1,381,60 + 4,46 + 0,89) \times 2,00 = 29,76T$$

$$\text{Tiết diện cột chọn sơ bộ: } F = k \frac{N}{R_b} = 1,2 \times \frac{34,62}{850} = 0,04 \text{ m}^2$$

Vậy chọn $h = 30\text{cm}$, $b = 30\text{cm}$, có $F = 900\text{cm}^2$

Mục đích của việc chất tải nhằm tìm các trường hợp bất lợi cho kết cấu công trình.



Hình 5.3. Mô hình công trình trong SAP 2000

5.3.2. Xác định các loại tải trọng và tác động lên khung

Một số trường hợp tải được khai báo trong phần mềm SAP2000 để nhờ phần mềm tổ hợp nội lực tự động theo TCVN 2737:1995 như sau:

Bảng 5.1. Bảng các loại tải trọng và tác động lên khung

TT	Ký hiệu	Loại	Ý nghĩa
1	TT	DEAD	Tĩnh tải
2	HT1	LIVE	Hoạt tải chất đầy
3	HT2	LIVE	Cách nhịp cách nhịp cách tầng phương X
4	HT3	LIVE	Hoạt tải cách nhịp cách tầng phương Y
5	HT4	LIVE	Hoạt tải liền nhịp cách tầng phương X
6	HT5	LIVE	Hoạt tải liền nhịp cách tầng phương Y
7	GX	WIND	Gió tĩnh theo phương X
8	GXX	WIND	Gió tĩnh theo phương -X
9	GY	WIND	Gió tĩnh theo phương Y
10	GYY	WIND	Gió tĩnh theo phương -Y

5.3.2.2. Tải trọng thường xuyên (tĩnh tải)

Là tải trọng tác dụng không đổi trong quá trình xây dựng và sử dụng công trình.

Tải trọng thường xuyên gồm có:

Khối lượng bản thân các phần nhà và công trình, gồm khối lượng các kết cấu chịu lực và các kết cấu bao che.

Khối lượng và áp lực của đất do lấp hoặc đắp.

Trọng lượng bản thân được xác định theo cấu tạo kiến trúc của công trình bao gồm tường, cột, dầm, sàn các lớp vữa trát, ốp, lát, các lớp cách âm, cách nhiệt...v.v và theo trọng lượng đơn vị vật liệu sử dụng. Hệ số vượt tải của trọng lượng bản thân thay đổi từ 1.05÷ 1.3 tùy theo loại vật liệu sử dụng và phương pháp thi công.

5.3.2.3. Tải trọng tạm thời (hoạt tải)

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

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

Tải trọng tạm thời dài hạn gồm có:

Khối lượng vách tạm thời, khối lượng phần đất và khối lượng bêtông đệm dưới thiết bị.

Khối lượng các thiết bị, thang máy, ống dẫn ...

Tác dụng của biến dạng nền không kèm theo sự thay đổi cấu trúc đất.

Tác dụng do sự thay đổi độ ẩm, co ngót và từ biến của vật liệu.

Tải trọng tạm thời ngắn hạn gồm có:

Khối lượng người, vật liệu sửa chữa, phụ kiện, dụng cụ và đồ gá lắp trong phạm vi phục vụ và sửa chữa thiết bị.

Tải trọng do thiết bị sinh ra trong quá trình hoạt động, đối với nhà cao tầng đó là do sự hoạt động lên xuống của thang máy.

Tải trọng gió lên công trình

5.3.2.4. *Tính tải tác dụng lên sàn*

Tính tải tác dụng lên sàn các tầng gồm:

Trọng lượng bản thân kết cấu sàn.

Trọng lượng các lớp cầu tạo sàn.

Hệ thống kỹ thuật

Tường xây trên dầm

Bảng 5.2. Trọng lượng bản thân sàn khu ở, hành lang (tầng điển hình)

Cầu tạo sàn	hi(mm)	γ (T/m ³)	gtc	n	gbttt (T/m ²)
			(T/m ²)		
Lớp gạch ceramic	10	2	0,02	1,2	0,020
Lớp vữa lót +tạo dốc	50	1,8	0,09	1,3	0,120
Lớp sàn BTCT	100	2,5	0,25	1,1	0,280
Lớp chống thấm	3	1	-	1,3	-
Lớp vữa trát trần	15	1,8	0,03	1,3	0,040
Hệ thống kỹ thuật			0,05	1,2	0,060
Tổng tĩnh tải			0,44		0,520

Bảng 5.3. Trọng lượng bản thân sàn khu vệ sinh

Cầu tạo sàn	hi(mm)	γ (T/m ³)	g _{tc}	n	gbttt
			(T/m ²)		(T/m ²)
Các lớp hoàn thiện sàn và trần					
- Gạch Ceramic	10	2	0,02	1,2	0,024
- Vữa lát nền	35	1,8	0,06	1,3	0,082
- Vữa lát trần	15	1,8	0,03	1,3	0,035
Hệ thống kỹ thuật			0,05	1,2	0,060
Tổng tĩnh tải			0,16		0,201

Bảng 5.4. Bảng Tải tường qui về phân bố đều trên sàn nhà vệ sinh

TT	Loại tường	B _t	L _t	H _t	S _s	γ	g _{t^{tc}}	n	g _{t^{tt}}
		(m)	(m)	(m)	(m ²)	(T/m ³)	T/m ²)		T/m ²)
1	Tường 100	0,1	4,2	3,6	22,04	1,8	0,123	1,1	0,140

5.3.2.5. Hoạt tải tác dụng lên sàn

Hoạt tải xác định dựa trên công năng các phòng theo TCVN 2737-1995.

Bảng 5.5. Hoạt tải tác dụng lên sàn

ST T	Tên sàn	Giá trị tiêu chuẩn (kN/m ²)			Hệ số	Hoạt tải
		Phản dài hạn	Phản dài hạn	Toàn phản		
1	Nhà để xe	1,8	3,2	5	1,2	6
2	Showroom	1,4	2,6	4	1,2	4,8
3	Thang, sảnh, hành lang, phòng kỹ thuật	1	2	3	1,2	3,6
4	Kho	4,8	0	4,8	1,2	5,76
5	Phòng ở, WC	1	1	2	1,2	2,4
6	Mái bằng có sử dụng	0,5	1	1,5	1,3	1,95

7	Mái bằng không có sử dụng	0	0,75	0,75	1,3	0,975
---	---------------------------	---	------	------	-----	-------

5.3.2.6. Tải trọng gió

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.

Đao 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 38,3m bé hơn 40m nên ta bỏ qua yếu tố gió động.

Bảng 5.6. Đặc điểm công trình

- Địa điểm xây dựng	Tỉnh, thành: Quận, huyện:	Tp. Cà Mau Ngọc Hiển
- Vùng gió		II-A
- Địa hình		B
-Cao độ mặt đất so với chân công trình		0

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:

$$W = Wo \cdot k \cdot c \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

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

$$Wt = n \times W \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Trong đó:

k: là hệ số tính đến sự thay đổi của áp lực gió theo độ cao, được lấy theo bảng 5 TCVN 2737-1995.

c: là hệ số khí động, được lấy theo bảng 6 TCVN 2737-1995.

Phía đón gió: cd = 0,8

Phía hút gió: ch = - 0,6

n: là hệ số độ tin cậy: n = 1,2.

Wo: Giá trị áp lực gió tiêu chuẩn. Công trình xây dựng ở Xã Tân Ân -Huyện Ngọc Hiển-Tỉnh Cà Mau, thuộc vùng II – A, địa hình loại B

Tra Bảng TCVN 2737-1995 có $W_0 = 95$ (daN/m²).

Trường hợp luận văn, 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 SAP 2000)

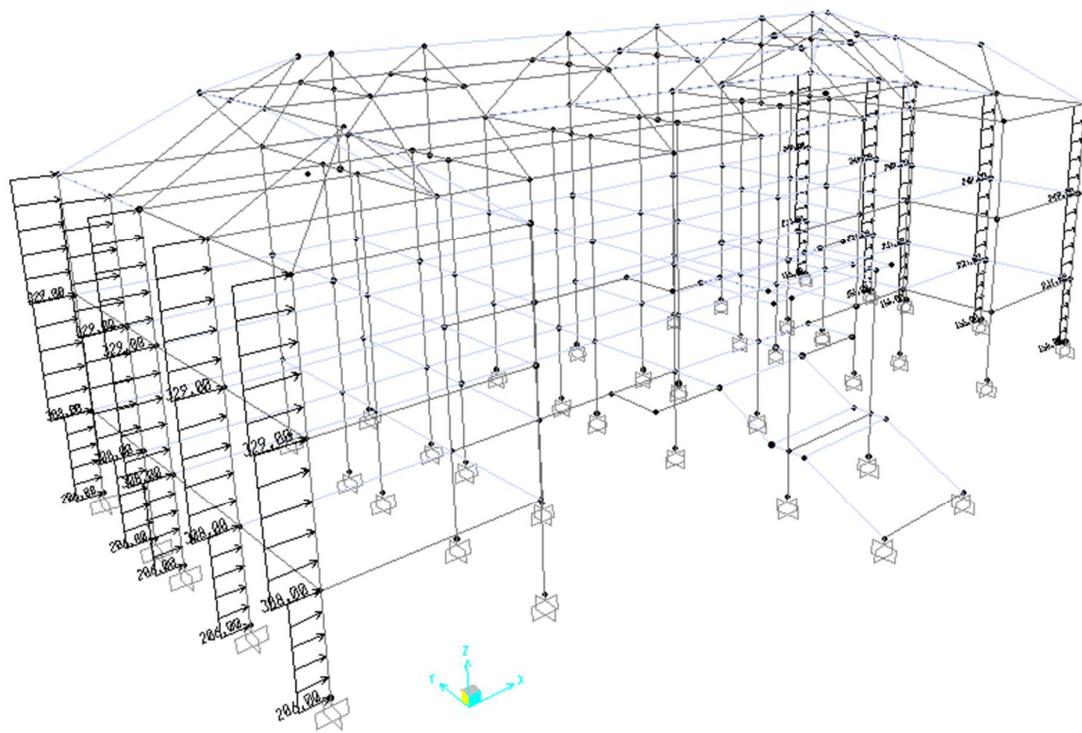
$$W_{i-\text{đẩy}} = 0,8 \times W_0 \times k \times n \times H_i \text{ (kN/m)}$$

$$W_{j-\text{hút}} = 0,6 \times W_0 \times k \times n \times H_i \text{ (kN/m)}$$

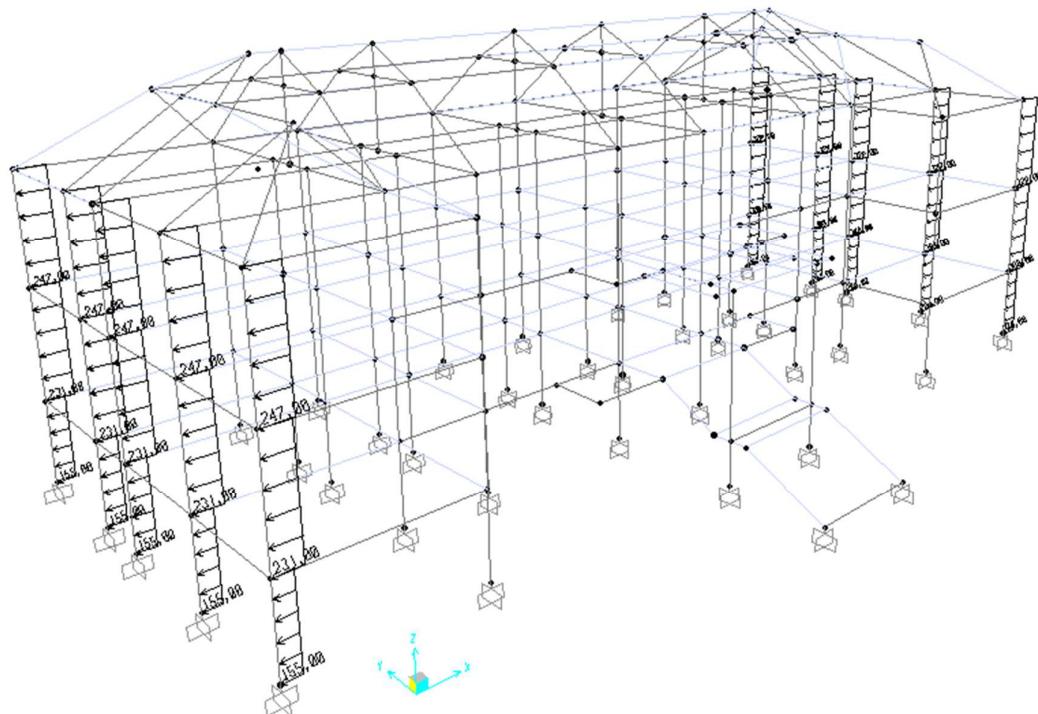
Với H_i : chiều tầng thứ i(m).

Bảng 5.7. Giá trị phần tĩnh của tải trọng gió

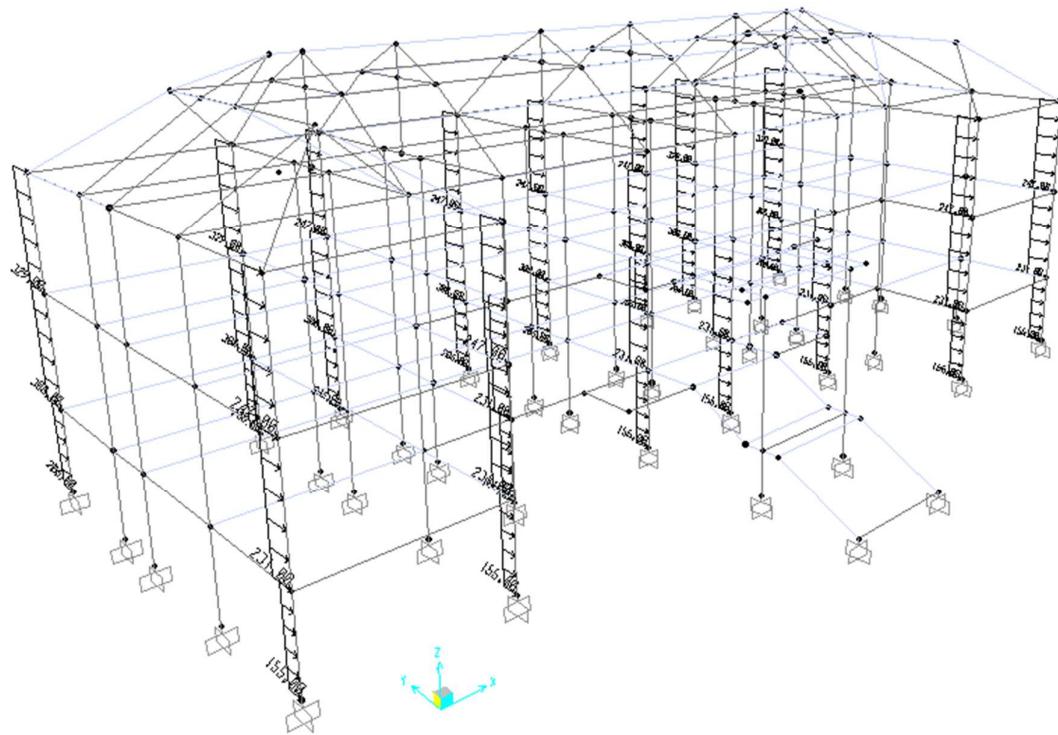
STT	Tầng	H (m)	Z _j (m)	k _j	Bè rộng	W _j _đẩy (dN/m)	W _j _hút (dN/m)
					đón gió B (m)		
0	Tầng Trệt	2,85	0	0	0	0	0
1	Tầng 1	3,6	2,9	0,79	2,85	205	154
2	Tầng 2	3,6	6,5	0,91	3,6	299	224
3	Mái	3,3	10,1	1	3,6	328	246
			13,4	1,06	3,3	319	239
SUM		13,35					



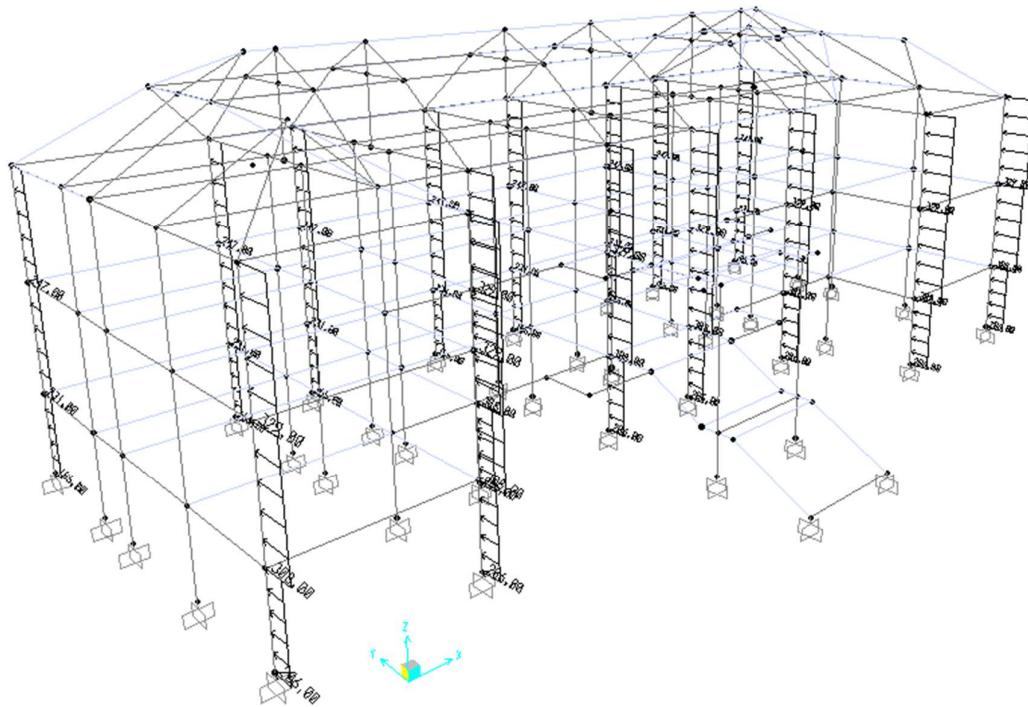
Hình 5.4. Gió X



Hình 5.5. Gió -X



Hình 5.6. Gió Y



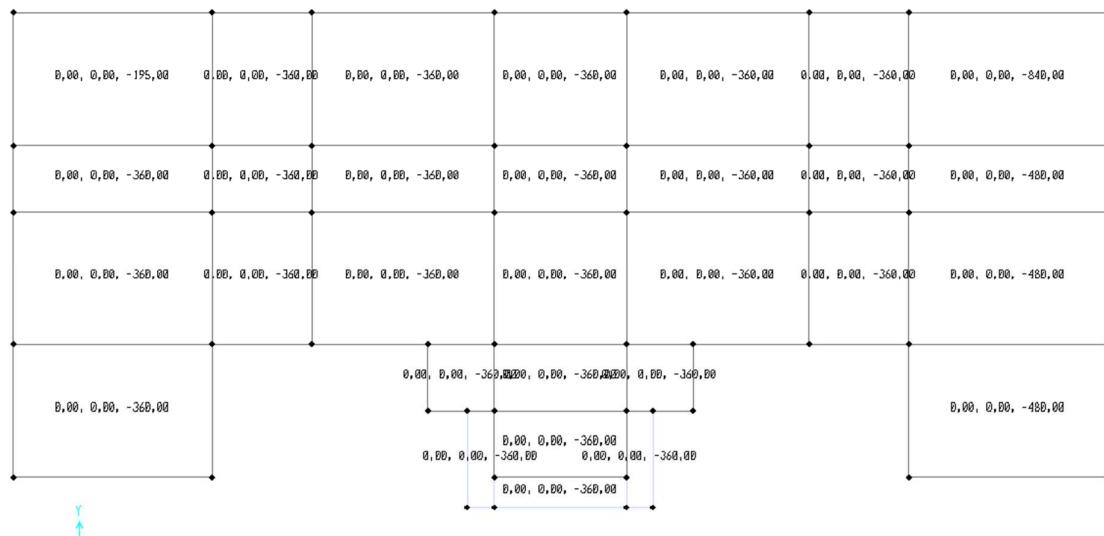
Hình 5.7. Gió -Y

5.3.3. Các trường hợp chất hoạt tải nguy hiểm lên khung tính toán

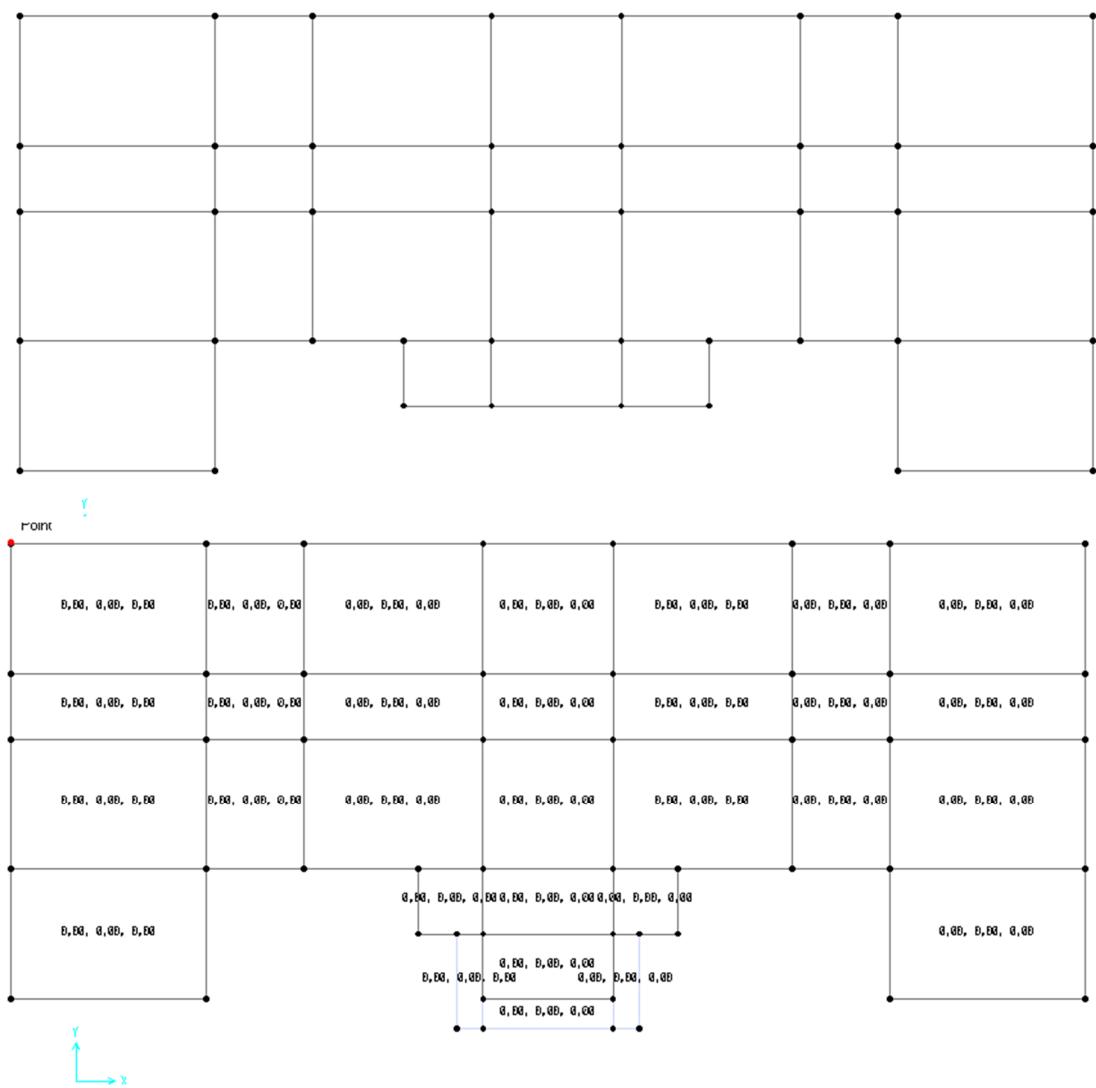
Mục đích của việc chất tải nhằm tìm các trường hợp bất lợi cho kết cấu công trình.

Công trình giải bằng sơ đồ khung không gian nên tải trọng sẽ được sinh viên chất theo sơ đồ khung không gian.

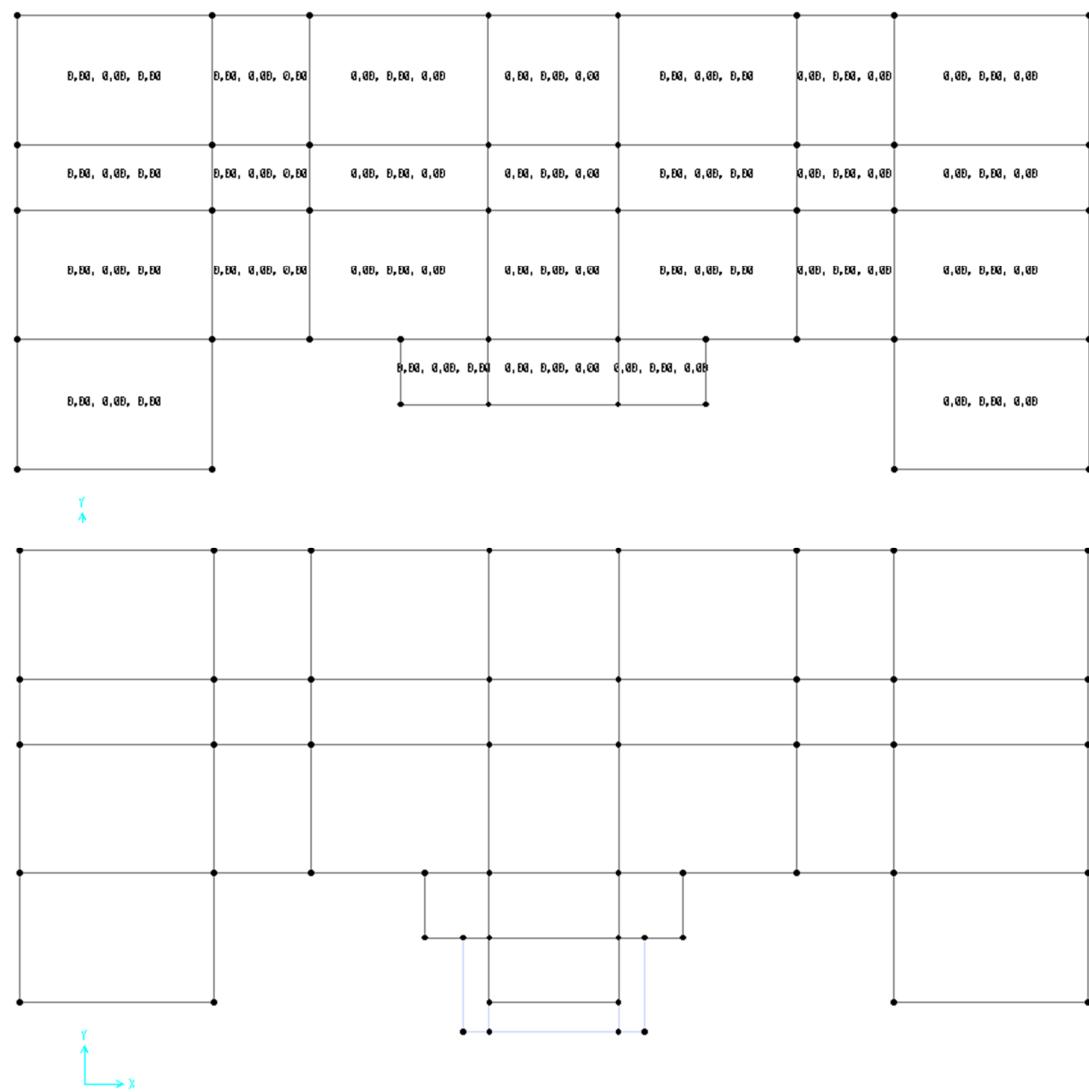
Có rất nhiều trường hợp chất tải, sinh viên sẽ đánh giá và chọn lựa trường hợp chất tải nguy hiểm nhất cho một cấu kiện cụ thể từ đó đưa ra các trường hợp chất tải cho đồ án của mình. Nhưng việc đánh giá trên khung không gian khá phức tạp nên sinh viên chọn đánh giá dựa trên việc chất tải trên khung phẳng bằng một giá trị tải trọng đơn vị, sau đó đưa ra các trường hợp chất tải cho khung không gian.



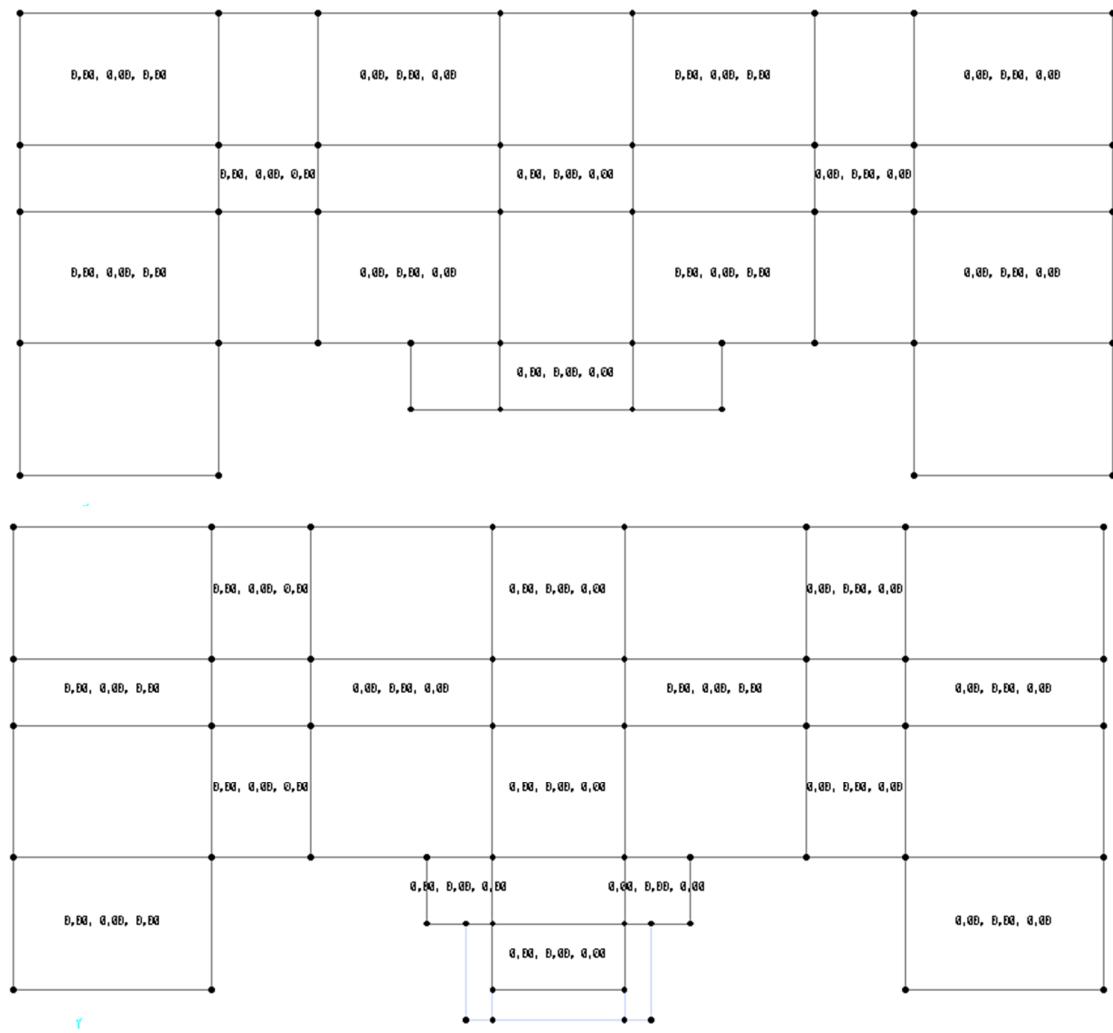
Hình 5.8. HT1 – Hoạt tải chất đầy



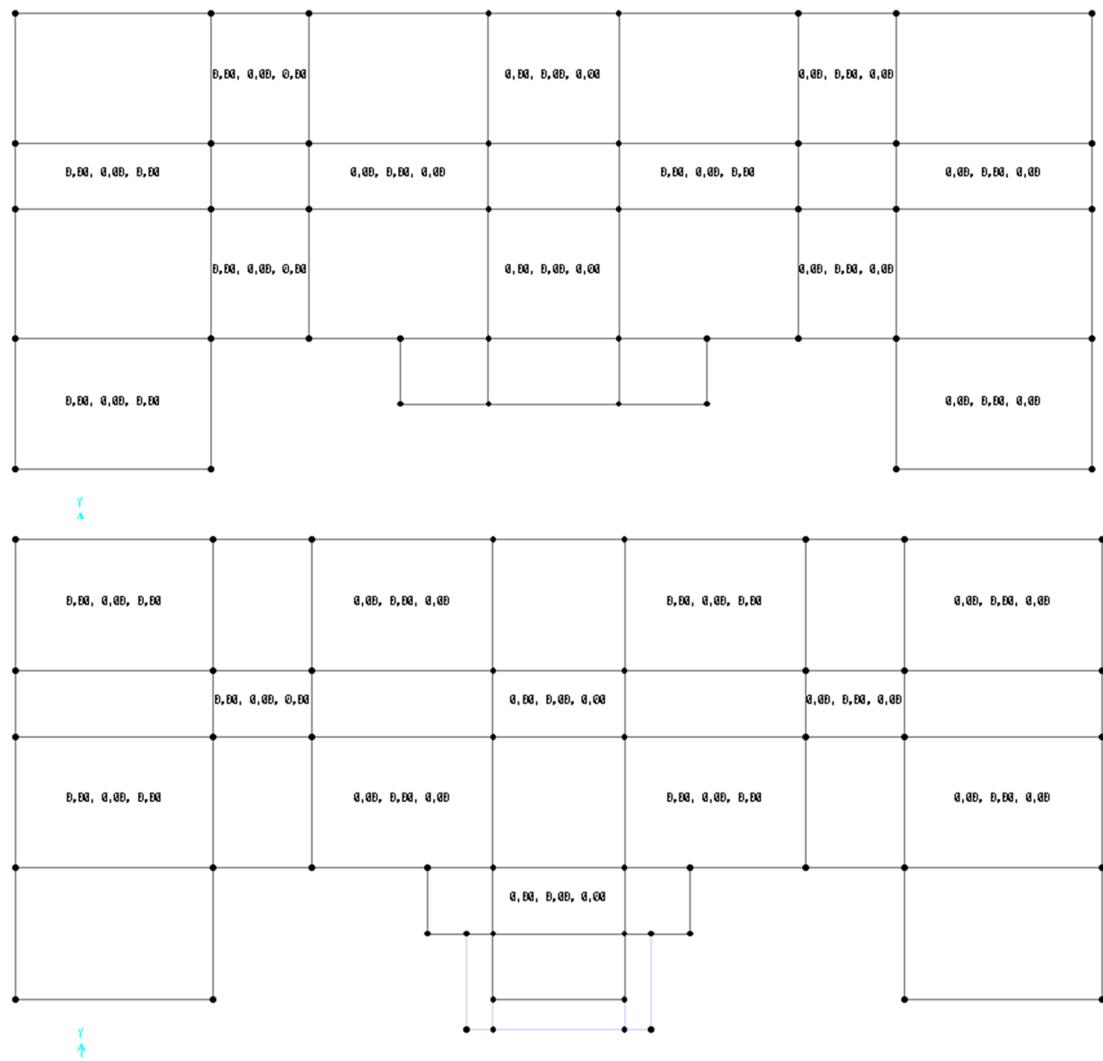
Hình 5.9. HT2 – cách nhịp cách nhịp cách tầng phương X



Hình 5.10. HT3 – Hoạt tải cách nhấp cách tầng phương Y



Hình 5.11. HT4 – hoạt tải liên nhịp cách tầng phương X



Hình 5.12. HT5 – hoạt tải liền nhịp cách tầng phương Y

5.3.4. Tổ hợp tải trọng và tác động, xác định nội lực nguy hiểm cho đà, cho cột

Mục đích của tổ hợp nội lực là tìm ra nội lực nguy hiểm trên một số tiết diện dưới tác dụng của nhiều loại tải trọng. Trong đồ án, sinh viên không xét tính tải trọng đặc biệt nên việc tổ hợp chỉ gồm có tổ hợp cơ bản. Theo TCVN 2737-1995.

Tổ hợp cơ bản 1: 1.0 x Tĩnh tải + 1.0 x Hoạt tải

1TT + 1HT

1TT+ 1 Gió

Tổ hợp cơ bản 2: 1.0 x Tĩnh tải + 0.9 x Tổng các hoạt tải tạm thời làm tăng nội lực cầu kién.

1TT+ 0.9HT + 0.9 GX

1TT+ 0.9HT + 0.9 GY

1TT+ 0.9HT - 0.9 GX

1TT+ 0.9HT - 0.9 GY

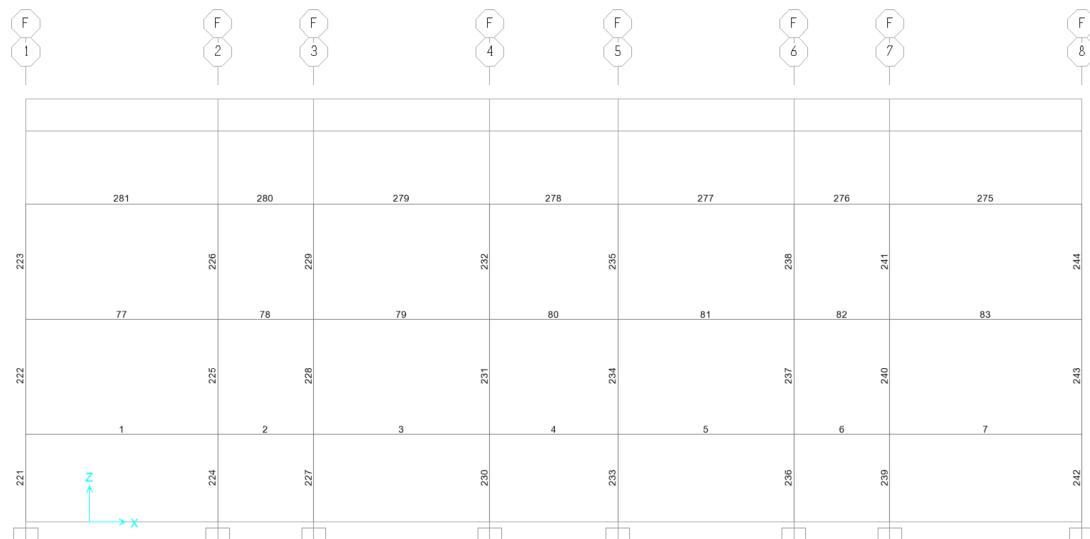
Bảng 5.8. Bảng tổ hợp tải trọng

Loại Tổ Hợp	Combo	Hoạt tải
Cơ Bản 1	Combo 1	1.0 TT + 1.0 HT1
	Combo 2	1.0 TT + 1.0 HT2
	Combo 3	1.0 TT + 1.0 HT3
	Combo 4	1.0 TT + 1.0 HT4
	Combo 5	1.0 TT + 1.0 HT5
	Combo 6	1.0 TT + 1.0 GIOX
	Combo 7	1.0 TT + 1.0 GIOXX
	Combo 8	1.0 TT + 1.0 GIOY
	Combo 9	1.0 TT + 1.0 GIOYY
Cơ Bản 2	Combo 10	1.0 TT + 0.9 (HT1 + GIOX)
	Combo 11	1.0 TT + 0.9 (HT2 + GIOX)
	Combo 12	1.0 TT + 0.9 (HT3 + GIOX)
	Combo 13	1.0 TT + 0.9 (HT4 + GIOX)
	Combo 14	1.0 TT + 0.9 (HT5 + GIOX)
	Combo 15	1.0 TT + 0.9 (HT1 + GIOXX)
	Combo 16	1.0 TT + 0.9 (HT2 + GIOXX)
	Combo 17	1.0 TT + 0.9 (HT3 + GIOXX)
	Combo 18	1.0 TT + 0.9 (HT4 + GIOXX)
	Combo 19	1.0 TT + 0.9 (HT5 + GIOXX)
	Combo 20	1.0 TT + 0.9 (HT1 + GIOY)
	Combo 21	1.0 TT + 0.9 (HT2 + GIOY)
	Combo 22	1.0 TT + 0.9 (HT3 + GIOY)
	Combo 23	1.0 TT + 0.9 (HT4 + GIOY)
	Combo 24	1.0 TT + 0.9 (HT5 + GIOY)
	Combo 25	1.0 TT + 0.9 (HT1 + GIOYY)
	Combo 26	1.0 TT + 0.9 (HT2 + GIOYY)
	Combo 27	1.0 TT + 0.9 (HT3 + GIOYY)
	Combo 28	1.0 TT + 0.9 (HT4 + GIOYY)

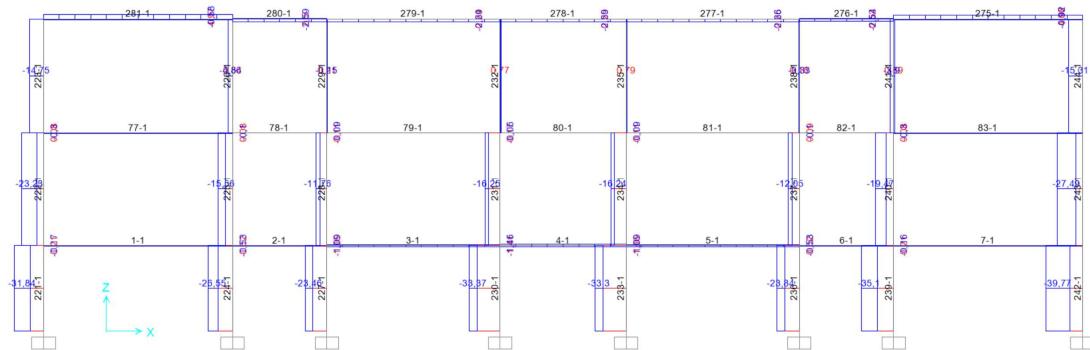
Loại Tô Hợp	Combo	Hoạt tải
	Combo 29	1.0 TT + 0.9 (HT5 + GIOYY)
BAO	BAO	1(Combo 1 → Combo 19)

5.4. Tính toán khung trục F

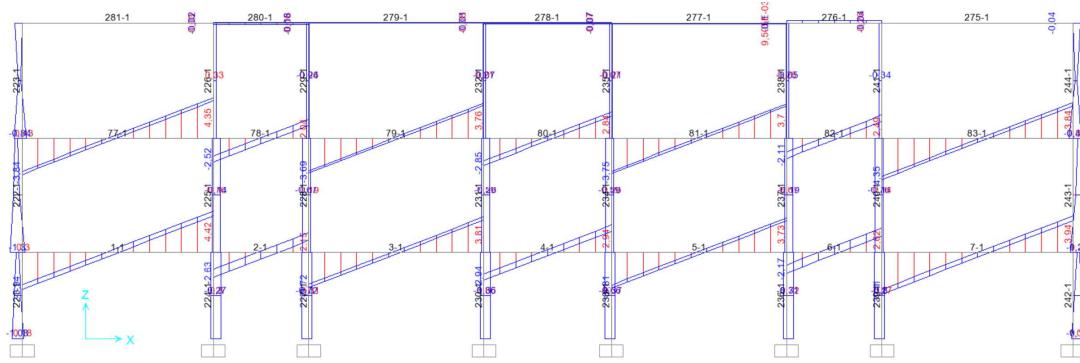
5.4.1. Biểu đồ nội lực các trường hợp tải trọng (BAO)



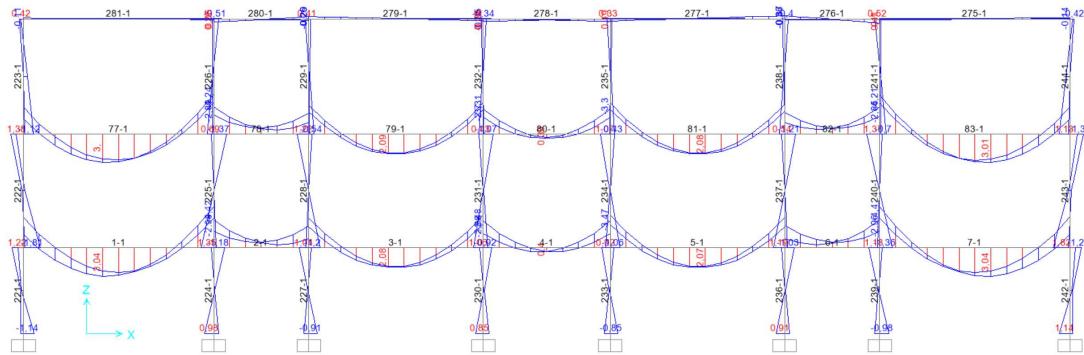
Hình 5.13. Sơ đồ khung



Hình 5.14. Lực Dọc N (T)



Hình 5.15. Lực cắt Q (T)



Hình 5.16. Moment M (T.m)

5.4.2. Tính toán cột khung trục F

Bê tông B15 : $R_b = 850 \text{ T/m}^2$

Thép dọc chịu lực CII: $R_s = R_{sc} = 2.300.000 \text{ T/m}^2$

Thép đai CI: $R_{sw} = 17.500 \text{ T/m}^2$

Tiết diện tính toán: $b \times h = 30 \times 30 \text{ cm}$.

$L_0 = 0,7 \times H = 0,7 \times 360 = 252 \text{ (cm)}$

5.4.2.1. Nội lực cột

$$N_{\max} = 12,24 \text{ T} \quad M_{tu} = 1,10 \text{ Tm}$$

$$M_{\max} = 1,11 \text{ Tm} \quad N_{tu} = 7,29 \text{ T}$$

5.4.2.2. Tính toán theo phương cạnh h

Cặp lực Nmax= 12,24T Mtu=1,10T

Chọn a=a'=4cm => h0=30-4= 26 cm

Độ mảnh của cột: $\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{252}{30} = 8,40 < 8$. Không xét đến yếu tố uốn dọc.

Độ lệch tâm tĩnh học: $e_1 = \frac{M}{N} = \frac{1,10}{12,24} = 8,95 \text{ cm}$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên: $e_a \geq \max\left(\frac{H}{600}, \frac{h}{30}\right) = \max\left(\frac{360}{600}, \frac{30}{30}\right) = 1 \text{ cm}$

Độ lệch tâm ban đầu eo= max(e1 ;ea) = 8,948 cm.

Giả thiết tỷ lệ cốt thép $\mu_s = 1,50\% = 0,015$

$$\begin{aligned} J_s &= (A_s + A'_s)(0,5h - a)^2 = \mu_s b h_0 (0,5h - a)^2 \\ &= 0,015 \times 20 \times 26 (0,5 \times 30 - 4)^2 \\ &= 944 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{210.000}{23.000} = 9,13$$

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{20 \times 30^3}{12} = 45.000 \text{ cm}^4$$

$$\delta_{e_{min}} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 R_b = 0,5 - 0,01 \frac{252}{30} - 0,01 \times 8,5 = 0,331$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{8,948}{30} = 0,298$$

$$\delta = \max(\delta_{e_{min}}, \delta_e) = 0,331$$

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{J}{\varphi_1} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta} + 0,1 \right) + \alpha_s J_s \right]$$

$$= \frac{6,4 \times 23.000 \times 10}{252^2} \left[\frac{45.000}{2} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,331} + 0,1 \right) + 9,13 \times 944 \right] = 385T$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{12,24}{385}} = 1,033$$

$$e = \eta e_0 + \frac{h}{2} - a = 1,033 \times 8,948 + \frac{30}{2} - 4 = 20,2$$

$$x_1 = \frac{N}{\gamma_b R_b b} = \frac{12,24 \times 10^3}{0,85 \times 8,5 \times 9,81 \times 20} = 8,63$$

$x_1 < \xi_R h_0 = 16,9$. Đồng thời $x_1 > 2a' = 8$

$$x' = (\xi_R + \frac{1 - \xi_R}{1 + 50\delta_e^2})h_0 = (0,650 + \frac{1 - 0,650}{1 + 50 \times 0,298^2}) \times 26 = 18,57$$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{N(e + 0,5x - h_0)}{R_{sc} Z_a} = \frac{12,24 \times 10^3 (20,2 + 0,5x \text{Error! Not a valid link.} - 26)}{280 \times 9,81 \times 22} \\ &= -0,29 \end{aligned}$$

Cặp lực Nmax= 7,29T Mtu=1,11T

Chọn a=a'=4cm => h0=30-4= 26 cm

Độ mảnh của cột: $\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{252}{30} = 8,40 < 8$. Không xét đến yếu tố uốn dọc.

Độ lệch tâm tĩnh học: $e_1 = \frac{M}{N} = \frac{1,11}{7,29} = 15,24 \text{ cm}$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên: $e_a \geq \max\left(\frac{H}{600}, \frac{h}{30}\right) = \max\left(\frac{360}{600}, \frac{30}{30}\right) = 1 \text{ cm}$

Độ lệch tâm ban đầu eo= max(e1 ;ea) = 15,2 cm.

Giả thiết tỷ lệ cốt thép $\mu_s = 1,50\% = 0,015$

$$\begin{aligned} J_s &= (A_s + A'_s)(0,5h - a)^2 = \mu_s b h_0 (0,5h - a)^2 \\ &= 0,015 \times 20 \times 26 (0,5 \times 30 - 4)^2 \\ &= 944 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{210.000}{23.000} = 9,13$$

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{20 \times 30^3}{12} = 45.000 \text{ cm}^4$$

$$\delta_{e_{min}} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 R_b = 0,5 - 0,01 \frac{252}{30} - 0,01 \times 8,5 = 0,331$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{15,2}{30} = 0,508$$

$$\delta = \max(\delta_{e_{min}}, \delta_e) = 0,508$$

$$\begin{aligned} N_{cr} &= \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{J}{\varphi_1} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta} + 0,1 \right) + \alpha_s J_s \right] \\ &= \frac{6,4 \times 23.000 \times 10}{252^2} \left[\frac{45.000}{2} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,508} + 0,1 \right) + 9,13 \times 944 \right] = 346T \end{aligned}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{7,29}{346}} = 1,022$$

$$e = \eta e_0 + \frac{h}{2} - a = 1,022 \times 15,2 + \frac{30}{2} - 4 = 26,6$$

$$x_1 = \frac{N}{\gamma_b R_b b} = \frac{7,29 \times 10^3}{0,85 \times 8,5 \times 9,81 \times 20} = 5,14$$

$x_1 < \xi_R h_0 = 16,9$. Đồng thời $x_1 > 2a' = 8$

$$x' = (\xi_R + \frac{1 - \xi_R}{1 + 50\delta_e^2})h_0 = (0,650 + \frac{1 - 0,650}{1 + 50 \times 0,508^2}) \times 26 = 17,55$$

$$A_s = \frac{N(e + 0,5x - h_0)}{R_{sc} Z_a} = \frac{12,24 \times 10^3 (26,6 + 0,5 \times 5,14 - 26)}{280 \times 9,81 \times 22} = 0,38$$

$$A_s = A'_s = 0,38$$

Chọn cốt thép: mỗi bên dùng 2Ø16 có $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$

$$\mu_s = \frac{A_s + A'_s}{bh_0} = \frac{4,02 \times 2}{20 \times 26} \times 100 = 1,55\%$$

Lấy chiều dày lớp bảo vệ 25mm ($\geq \emptyset$ chọn) tính được chiều dày lớp đệm $a = 25 + \frac{\emptyset}{2} = 33\text{mm}$

$h_0 = 300 - 33 = 267\text{mm}$, lớn hơn giá trị dùng trong tính toán là 220mm.

Khoảng hở giữa hai cốt thép:

$$t_0 = \frac{200 - 2 \times 25 - 2\emptyset 16}{2} = 59\text{mm} > 50, \text{đạt yêu cầu}$$

Cốt thép đai trọng cột chọn $\emptyset 6 \geq 1/4\emptyset_{dọc max}$

Khoảng cách cốt đai $a_d = 200 < 15\emptyset_{dọc min} = 240$

Chương V. Tính toán cấu tạo khung không gian

Bảng 5.9. Bảng tính thép cột khung trục C

Tầng	Tên phần tử	Giá trị 2 cặp nội lực				Ch.cao cột H	b	h	Lớp b.về a=a'	Tính và chọn thép (bố trí dọc cạnh b)						
		N- max	M3- tư	M3- max	N - tur					As=As'	chọn thép				As chon	mchon
		Ton	Tonf- m	Tonf- m	Ton	cm	cm	cm	cm	cm ²	n	f	n	f	cm ²	(%)
Tầng 1	164	26,52	0,52	0,82	26,52	270	20	25	4	0,22	2	16			4,02	1,91
Tầng 1	170	32,35	0,64	0,67	15,89	270	20	25	4	0,84	2	16			4,02	1,91
Tầng 1	167	40,24	0,65	0,65	40,24	270	20	25	4	0,65	2	16			4,02	1,91
Tầng 1	161	34,09	0,71	0,77	18,05	270	20	25	4	0,46	2	16			4,02	1,91
Tầng 1	149	28,07	0,67	0,67	28,07	270	20	30	4	-0,09	2	16			4,02	1,55
Tầng 1	152	36,75	0,64	0,65	17,22	270	20	25	4	1,80	2	16			4,02	1,91
Tầng 1	155	23,87	0,75	0,82	15,15	270	20	25	4	2,63	2	16			4,02	1,91
Tầng 1	158	34,03	0,50	0,77	34,03	270	20	25	4	2,95	2	16			4,02	1,91
Tầng 2	159	17,70	0,53	1,09	17,70	360	20	25	4	0,70	2	16			4,02	1,91
Tầng 2	162	17,77	1,05	1,09	10,27	360	20	25	4	2,10	2	16			4,02	1,91
Tầng 2	168	24,85	0,85	0,86	8,28	360	20	25	4	1,82	2	16			4,02	1,91
Tầng 2	165	13,58	0,55	1,12	13,58	360	20	30	4	0,42	2	16			4,02	1,55
Tầng 2	171	18,36	0,88	0,95	7,98	360	20	25	4	0,68	2	16			4,02	1,91
Tầng 2	150	15,45	0,95	0,95	15,45	360	20	25	4	2,63	2	16			4,02	1,83

Chương V. Tính toán cấu tạo khung không gian

Tầng	Tên phần tử	Giá trị 2 cặp nồi lực				Ch.cao cột H	b	h	Lớp b.vệ a=a'	Tính và chọn thép (bó trí dọc cạnh b)						
		N- max	M3- tur	M3- max	N - tur					As=As'	chọn thép				As chon	mchọn
		Ton	Tonf- m	Tonf- m	Ton	cm	cm	cm	cm	cm2	n	f	n	f	cm2	(%)
Tầng 2	153	22,74	0,83	0,87	22,74	360	20	25	4	2,31	2	16			4,02	1,91
Tầng 2	156	12,24	1,10	1,11	7,29	360	20	25	4	1,33	2	16			4,02	1,91
Tầng 3	166	0,49	0,09	0,48	0,37	360	20	25	4	1,96	2	16			4,02	1,91
Tầng 3	172	4,37	0,50	0,58	0,12	360	20	25	4	2,72	2	16			4,02	1,91
Tầng 3	160	1,17	0,47	0,47	1,17	360	20	25	4	0,31	2	16			4,02	1,91
Tầng 3	163	1,15	0,07	0,47	0,48	360	20	25	4	0,34	2	16			4,02	1,91
Tầng 3	169	9,86	0,34	0,36	1,04	360	20	25	4	0,77	2	16			4,02	1,91
Tầng 3	151	2,77	0,53	0,53	2,77	360	20	25	4	1,52	2	16			4,02	1,91
Tầng 3	154	9,09	0,28	0,38	9,09	360	20	25	4	1,33	2	16			4,02	1,91
Tầng 3	157	0,48	0,46	0,46	0,48	360	20	25	4	1,75	2	16			4,02	1,91

5.4.3. Tính đàm khung trực F

Tính đại diện đàm 1-2 ở Tầng Trệt

5.4.3.1. Vật liệu

Máy bê tông: B15, cường độ nén R_b: 8,5Mpa

Máy thép dọc AII, cường độ kéo R_s: 280Mpa

Máy thép đai CB-, cường độ kéo R_s: 170 Mpa

Ta có:

$$-\xi R =$$

$$-\alpha_R = 0,371$$

5.4.3.2. Thông số hình học đàm

Chiều rộng tiết diện đàm: b = 20 cm

Chiều cao tiết diện đàm: h = 40 cm

Trọng tâm cốt thép a = 4 cm

$$h_0 = h - a = 36,0 \text{ mm}$$

5.4.3.3. Thông số nội lực

$$-\text{Momen Gối 1 : } 3,30 \text{ Tm}$$

$$-\text{Momen Nhịp : } 3,04 \text{ Tm}$$

$$-\text{Momen Gối 2 : } 4,42 \text{ Tm}$$

$$-\text{Lực cắt Q}_{\max} : 4,42 \text{ T}$$

5.4.3.4. Tính thép đàm

– Tại nhịp

Tính toán cốt thép dọc đàm bê tông cốt thép

$$\alpha_m = \frac{M}{bR_b b h_0^2} = 0,138 < \alpha_R = 0,371$$

⇒ Chỉ cần đặt cốt đơn

Tính toán đặt cốt đơn

$$\zeta = 0,5 \times \sqrt{(1 + (1 - 2\alpha_m))} = 0,149$$

$$A_k = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = 3,26 \text{ cm}^2$$

Chọn 2φ16 có $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$

Hàm lượng cốt thép

$$\mu_s = \frac{A_k + A_n}{bh_0} = 0,56\% < \mu_{max} = \frac{\xi_R R_b}{R_s} = 1,50\%$$

– Tại Gối 1

$$\alpha_m = \frac{M}{bR_b bh_0^2} = 0,150 < \alpha_R = 0,371$$

⇒ Chỉ cần đặt cốt đơn

Tính toán đặt cốt đơn

$$\zeta = 0,5 \sqrt{(1 + (1 - 2\alpha_m))} = 0,163$$

$$A_k = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = 3,56 \text{ cm}^2$$

Chọn 3φ16 có $A_s = 6,03 \text{ cm}^2$

Hàm lượng cốt thép

$$\mu_s = \frac{A_k + A_n}{bh_0} = 0,84\% < \mu_{max} = \frac{\xi_R R_b}{R_s} = 1,50\%$$

– Tại Gối 2

$$\alpha_m = \frac{M}{bR_b bh_0^2} = 0,201 < \alpha_R = 0,371$$

⇒ Chỉ cần đặt cốt đơn

Tính toán đặt cốt đơn

$$\zeta = 0,5 \sqrt{(1 + (1 - 2\alpha_m))} = 0,226$$

$$A_k = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = 4,94 \text{ cm}^2$$

Chọn 3φ16 có $A_s = 6,03 \text{ cm}^2$

Hàm lượng cốt thép

$$\mu_s = \frac{A_k + A_n}{bh_0} = 0,84\% < \mu_{max} = \frac{\xi_R R_b}{R_s} = 1,50\%$$

– Tính cốt thép đai dầm bê tông cốt thép

Dùng 2 nhánh đai, đường kính thép đai φ6, $A_{sw} = 0,565 \text{ cm}^2$

– Bước đai tính toán:

$$s_{tt} = R_{sw} \cdot A_{sw} \frac{4,5 R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q^2}$$

$$s_{tt} = 170 \times 10^{-2} \times 0,565 \frac{4,5 \times 0,75 \times 10^{-2} \times 20 \times 36,0^2}{4,42^2 \times 10^2} = 43,1(cm)$$

– Bước đai cực đại:

$$\begin{aligned}s_{max} &= \frac{R_{bt} b h_0^2}{Q_{max}} \\&= \frac{0,75 \times 10^{-2} \times 20 \times 36,0^2}{222,58} = 44,0(mm)\end{aligned}$$

– Bước đai cấu tạo ($h=40cm < 45cm$) chọn $Sct = 15,0cm$

➔ Thép đai chọn: $2\phi 6 @ 150$

Chương V. Tính toán cấu tạo khung không gian

Bảng 5.10. Bảng tính thép dầm khung trục F

Tầng	Đoạn	Vị trí	Giá trị M	a	h	ho	b	am	x	As	mtt%	Chọn thép				As	mch %
	dầm		(Tm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)			(cm ²)		n	f	n	f	chọn	
Tầng Trệt		Gối 1	3,30	4	40	36,0	20	0,150	0,163	3,56	0,49	2	16	1	16	6,03	0,84
	1-2	Nhip	3,04	4	40	36,0	20	0,138	0,149	3,26	0,45	2	16			4,02	0,56
		Gối 2	4,42	4	40	36,0	20	0,201	0,226	4,94	0,69	2	16	1	16	6,03	0,84
		Gối 2	2,99	4	30	26,0	20	0,260	0,307	4,84	0,93	2	16	1	16	6,03	1,16
	2-3	Nhip	0,33	4	30	26,0	20	0,029	0,029	0,46	0,09	2	16			4,02	0,77
		Gối 3	2,34	4	30	26,0	20	0,203	0,230	3,63	0,70	2	16			4,02	0,77
		Gối 3	3,22	4	40	36,0	20	0,146	0,159	3,47	0,48	2	16			4,02	0,56
	3-4	Nhip	2,08	4	40	36,0	20	0,094	0,099	2,17	0,30	2	16			4,02	0,56
		Gối 4	3,48	4	40	36,0	20	0,158	0,173	3,78	0,52	2	16			4,02	0,56
		Gối 4	2,88	4	30	26,0	20	0,251	0,294	4,64	0,89	2	16	1	16	6,03	1,16
	4-5	Nhip	0,40	4	30	26,0	20	0,034	0,035	0,55	0,11	2	16			4,02	0,77
		Gối 5	2,88	4	30	26,0	20	0,250	0,294	4,63	0,89	2	16	1	16	6,03	1,16
		Gối 5	3,47	4	40	36,0	20	0,158	0,173	3,77	0,52	2	16			4,02	0,56
	5-6	Nhip	2,07	4	40	36,0	20	0,094	0,099	2,16	0,30	2	16			4,02	0,56
		Gối 6	3,24	4	40	36,0	20	0,147	0,160	3,49	0,48	2	16			4,02	0,56
		Gối 6	2,38	4	30	26,0	20	0,207	0,235	3,71	0,71	2	16			4,02	0,77
	6-7	Nhip	0,34	4	30	26,0	20	0,029	0,030	0,47	0,09	2	16			4,02	0,77
		Gối 7	2,96	4	30	26,0	20	0,258	0,304	4,80	0,92	2	16	1	16	6,03	1,16
		Gối 7	4,40	4	40	36,0	20	0,200	0,225	4,92	0,68	2	16	1	16	6,03	0,84
	7-8	Nhip	3,04	4	40	36,0	20	0,138	0,149	3,26	0,45	2	16			4,02	0,56
		Gối 8	3,31	4	40	36,0	20	0,150	0,164	3,58	0,50	2	16			4,02	0,56

Chương V. Tính toán cấu tạo khung không gian

Tầng	Đoạn	Vị trí	Giá trị M	a	h	ho	b	am	x	As	mtt%	Chọn thép				As	mch%
	dầm		(Tm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)			(cm ²)		n	f	n	f	chọn	
Tầng 1		Gối 1	2,88	4	40	36,0	20	0,131	0,141	3,07	0,43	2	16			4,02	0,56
	1-2	Nhip	3,00	4	40	36,0	20	0,136	0,147	3,21	0,45	2	16			4,02	0,56
		Gối 2	4,24	4	40	36,0	20	0,192	0,216	4,71	0,65	2	16	1	16	6,03	0,84
		Gối 2	2,89	4	30	26,0	20	0,252	0,295	4,66	0,90	2	16	1	16	6,03	1,16
	2-3	Nhip	0,48	4	30	26,0	20	0,041	0,042	0,67	0,13	2	16			4,02	0,77
		Gối 3	2,23	4	30	26,0	20	0,194	0,218	3,44	0,66	2	16			4,02	0,77
		Gối 3	3,10	4	40	36,0	20	0,141	0,152	3,33	0,46	2	16			4,02	0,56
	3-4	Nhip	2,09	4	40	36,0	20	0,095	0,100	2,18	0,30	2	16			4,02	0,56
		Gối 4	3,31	4	40	36,0	20	0,150	0,163	3,57	0,50	2	16			4,02	0,56
		Gối 4	2,70	4	30	26,0	20	0,235	0,272	4,29	0,83	2	16	1	16	6,03	1,16
	4-5	Nhip	0,39	4	30	26,0	20	0,034	0,035	0,55	0,10	2	16			4,02	0,77
		Gối 5	2,70	4	30	26,0	20	0,235	0,272	4,29	0,82	2	16	1	16	6,03	1,16
		Gối 5	3,30	4	40	36,0	20	0,150	0,163	3,56	0,49	2	16			4,02	0,56
	5-6	Nhip	2,08	4	40	36,0	20	0,094	0,099	2,17	0,30	2	16			4,02	0,56
		Gối 6	3,18	4	40	36,0	20	0,144	0,157	3,43	0,48	2	16			4,02	0,56
		Gối 6	2,35	4	30	26,0	20	0,204	0,231	3,65	0,70	2	16			4,02	0,77
	6-7	Nhip	0,48	4	30	26,0	20	0,042	0,043	0,68	0,13	2	16			4,02	0,77
		Gối 7	2,86	4	30	26,0	20	0,249	0,291	4,60	0,88	2	16	1	16	6,03	1,16
		Gối 7	4,21	4	40	36,0	20	0,191	0,214	4,67	0,65	2	16	1	16	6,03	0,84
	7-8	Nhip	3,01	4	40	36,0	20	0,137	0,148	3,22	0,45	2	16			4,02	0,56
		Gối 8	2,89	4	40	36,0	20	0,131	0,141	3,09	0,43	2	16			4,02	0,56
Tầng 2		Gối 1	0,14	4	30	26,0	20	0,012	0,012	0,20	0,04	2	16			4,02	0,77

Chương V. Tính toán cấu tạo khung không gian

Tầng	Đoạn	Vị trí	Giá trị M	a	h	ho	b	am	x	As	mtt%	Chọn thép				As	mch %		
												(Tm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm2)	n	f	n
		dầm																	
1-2	Nhip		0,10	4	30	26,0	20	0,009	0,009	0,14	0,03	2	16				4,02	0,77	
	Gối 2		0,07	4	30	26,0	20	0,006	0,006	0,10	0,02	2	16				4,02	0,77	
	Gối 2		0,00	4	20	16,0	20	0,000	0,000	0,00	0,00	2	16				4,02	1,26	
2-3	Nhip		0,41	4	20	16,0	20	0,094	0,099	0,96	0,30	2	16				4,02	1,26	
	Gối 3		0,36	4	20	16,0	20	0,084	0,088	0,85	0,27	2	16				4,02	1,26	
	Gối 3		0,37	4	20	16,0	20	0,085	0,088	0,86	0,27	2	16				4,02	1,26	
3-4	Nhip		0,19	4	20	16,0	20	0,044	0,046	0,44	0,14	2	16				4,02	1,26	
	Gối 4		0,08	4	20	16,0	20	0,019	0,019	0,19	0,06	2	16				4,02	1,26	
	Gối 4		0,05	4	20	16,0	20	0,011	0,011	0,11	0,03	2	16				4,02	1,26	
4-5	Nhip		0,22	4	20	16,0	20	0,051	0,052	0,51	0,16	2	16				4,02	1,26	
	Gối 5		0,05	4	20	16,0	20	0,012	0,012	0,12	0,04	2	16				4,02	1,26	
	Gối 5		0,08	4	20	16,0	20	0,018	0,019	0,18	0,06	2	16				4,02	1,26	
5-6	Nhip		0,16	4	20	16,0	20	0,038	0,038	0,37	0,12	2	16				4,02	1,26	
	Gối 6		0,29	4	20	16,0	20	0,066	0,068	0,66	0,21	2	16				4,02	1,26	
	Gối 6		0,26	4	20	16,0	20	0,059	0,061	0,59	0,18	2	16				4,02	1,26	
6-7	Nhip		0,27	4	20	16,0	20	0,062	0,064	0,63	0,20	2	16				4,02	1,26	
	Gối 7		0,04	4	20	16,0	20	0,010	0,010	0,10	0,03	2	16				4,02	1,26	
	Gối 7		0,09	4	30	26,0	20	0,008	0,008	0,12	0,02	2	16				4,02	0,77	
7-8	Nhip		0,06	4	30	26,0	20	0,006	0,006	0,09	0,02	2	16				4,02	0,77	
	Gối 8		0,11	4	30	26,0	20	0,010	0,010	0,16	0,03	2	16				4,02	0,77	

Chương V. Tính toán cấu tạo khung không gian

Bảng 5.11. Bảng tính thép đai khung F

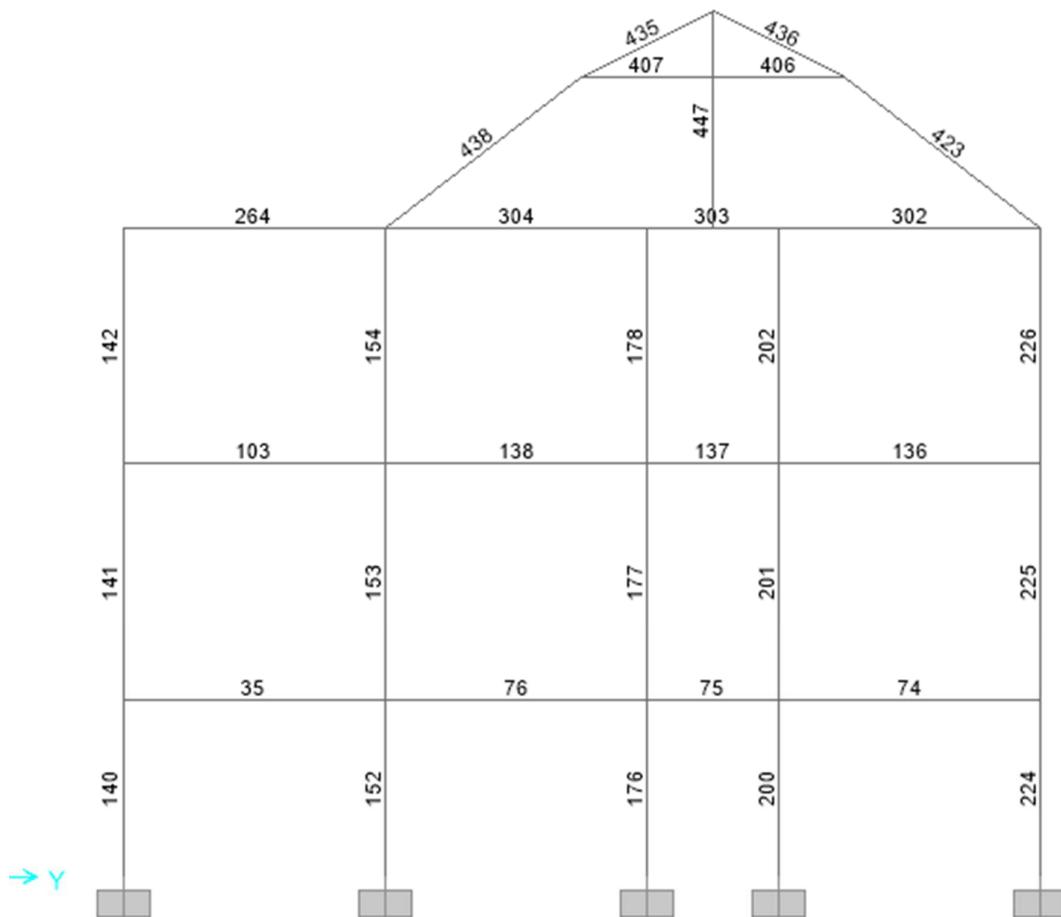
Tầng	Đoạn	G.trị Q_{max}	a	h	ho	b	Chọn thép đai			sct	smax	stt	sbt	K.tra
	dàm	(T)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	n	$\phi\sigma\omega$	$A\sigma\omega$	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	nén
Tầng Trệt	1-2	4,42	4	40	36,0	20	2	6	0,565	15,0	44,0	43,1	15	Thoả
	2-3	2,15	4	30	26,0	20	2	6	0,565	15,0	47,3	95,3	15	Thoả
	3-4	3,81	4	40	36,0	20	2	6	0,565	15,0	51,0	57,9	15	Thoả
	4-5	2,94	4	30	26,0	20	2	6	0,565	15,0	34,5	50,7	15	Thoả
	5-6	3,73	4	40	36,0	20	2	6	0,565	15,0	52,2	60,6	15	Thoả
	6-7	2,62	4	30	26,0	20	2	6	0,565	15,0	38,7	64,0	15	Thoả
	7-8	3,94	4	40	36,0	20	2	6	0,565	15,0	49,3	54,1	15	Thoả
Tầng 1	1-2	4,35	4	40	36,0	20	2	6	0,565	15,0	44,7	44,4	15	Thoả
	2-3	2,04	4	30	26,0	20	2	6	0,565	15,0	49,8	105,7	15	Thoả
	3-4	3,76	4	40	36,0	20	2	6	0,565	15,0	51,7	59,5	15	Thoả
	4-5	2,84	4	30	26,0	20	2	6	0,565	15,0	35,7	54,2	15	Thoả
	5-6	3,70	4	40	36,0	20	2	6	0,565	15,0	52,5	61,4	15	Thoả
	6-7	2,50	4	30	26,0	20	2	6	0,565	15,0	40,6	70,5	15	Thoả
	7-8	3,84	4	40	36,0	20	2	6	0,565	15,0	50,6	56,9	15	Thoả
Tầng 2	1-2	4,08	4	30	26,0	20	2	6	0,565	15,0	24,8	26,3	15	Thoả
	2-3	0,52	4	20	16,0	20	2	6	0,565	10,0	74,2	620,5	10	Thoả
	3-4	0,25	4	20	16,0	20	2	6	0,565	10,0	153,5	2653,6	10	Thoả

Chương V. Tính toán cấu tạo khung không gian

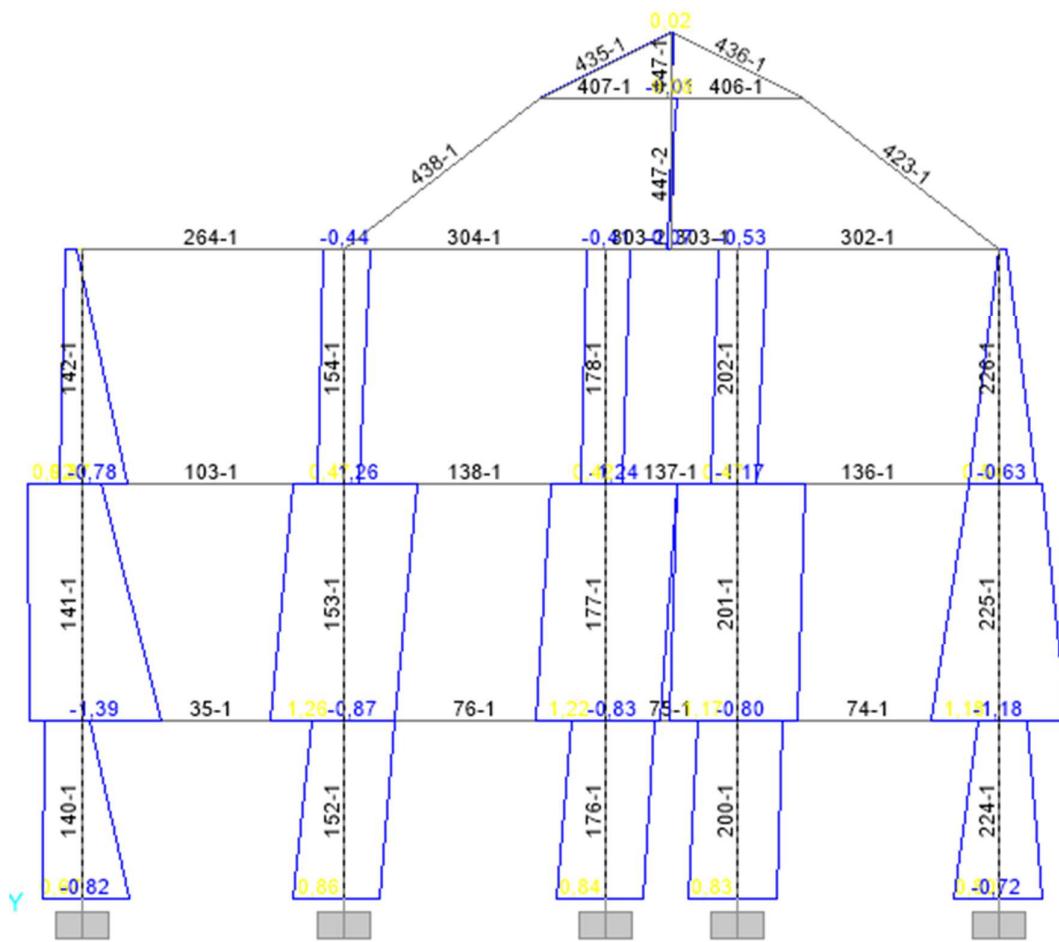
4-5	0,25	4	20	16,0	20	2	6	0,565	10,0	154,8	2700,8	10	Thoả
5-6	0,24	4	20	16,0	20	2	6	0,565	10,0	160,4	2898,4	10	Thoả
6-7	0,50	4	20	16,0	20	2	6	0,565	10,0	77,3	673,6	10	Thoả
7-8	4,97	4	30	26,0	20	2	6	0,565	15,0	20,4	17,7	15	Thoả

5.5. Tính toán khung trục 2

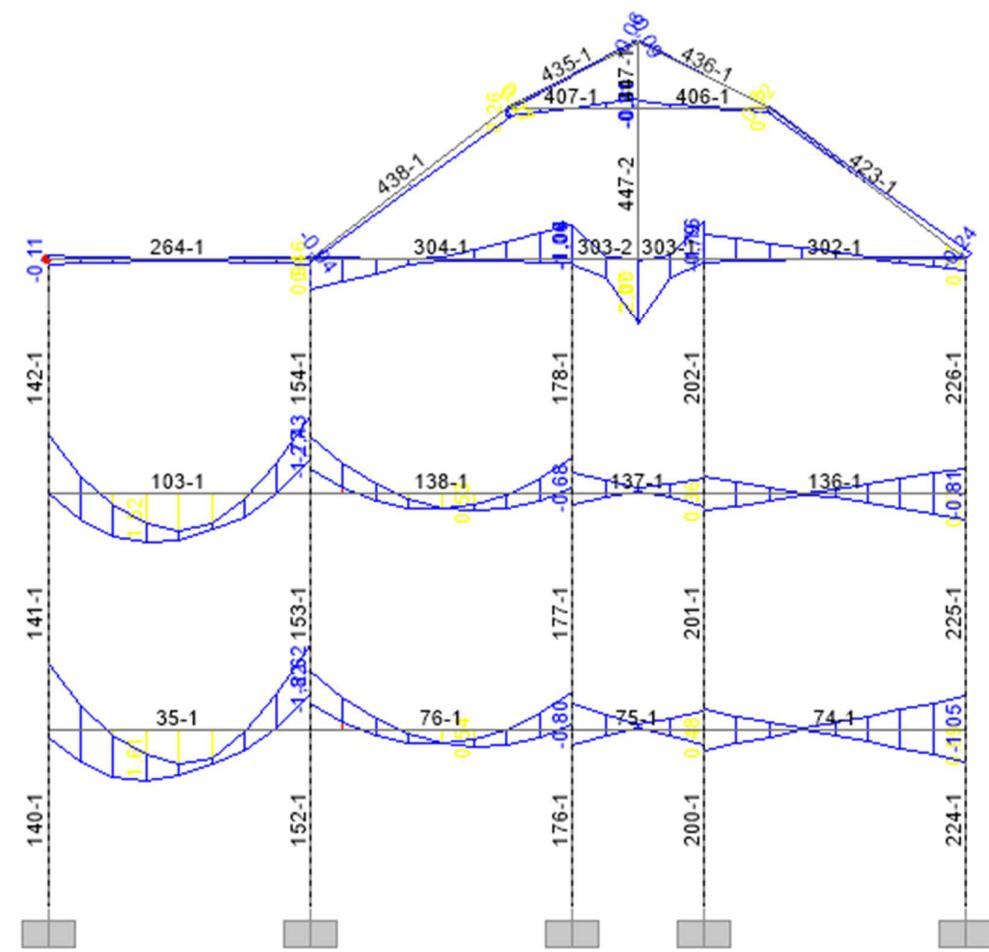
5.5.1. Biểu đồ nội lực các trường hợp tải trọng (BAO)



Hình 5.17. Sơ đồ khung



Hình 5.18. Moment M 2-2 (kN.m)



Hình 5.19. Moment M 3-3 (kN.m)

5.5.2. Tính toán cột khung trực 2

Bê tông B15 : $R_b = 850 \text{ T/m}^2$

Thép dọc chịu lực CII: $R_s = R_{sc} = 2.300.000 \text{ T/m}^2$

Thép đai CI: $R_{sw} = 17.500 \text{ T/m}^2$

Tiết diện tính toán: $b \times h = 30 \times 30 \text{ cm}$.

$L_0 = 0,7 \times H = 0,7 \times 270 = 189 \text{ (cm)}$

– Nội lực cột

$N_{max} = 36,75 \text{ T} \quad M_{tu} = 0,64 \text{ Tm}$

$M_{max} = 0,65 \text{ Tm} \quad N_{tu} = 17,22 \text{ T}$

– Tính toán theo phương cạnh h

Cặp lực $N_{max} = 36,75 \text{ T} \quad M_{tu} = 0,64 \text{ T}$

Chọn $a=a'=4\text{cm} \Rightarrow h_0=30-4=21\text{ cm}$

Độ mảnh của cột: $\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{189}{30} = 6,30 < 8$. Không xét đến yếu tố uốn dọc.

Độ lệch tâm tĩnh học: $e_1 = \frac{M}{N} = \frac{0,64}{36,75} = 1,75\text{ cm}$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên: $e_a \geq \max(\frac{H}{600}, \frac{h}{30}) = \max(\frac{270}{600}, \frac{30}{30}) = 1\text{cm}$

Độ lệch tâm ban đầu eo= $\max(e_1 ; e_a) = 1,747\text{ cm}$.

Giả thiết tỷ lệ cốt thép $\mu_s = 2,50\% = 0,025$

$$\begin{aligned} J_s &= (A_s + A'_s)(0,5h - a)^2 = \mu_s b h_0 (0,5h - a)^2 \\ &= 0,025 \times 20 \times 21 (0,5 \times 30 - 4)^2 \\ &= 1271\text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{210.000}{23.000} = 9,13$$

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{20 \times 30^3}{12} = 45.000\text{ cm}^4$$

$$\delta_{e_{min}} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 R_b = 0,5 - 0,01 \frac{189}{30} - 0,01 \times 8,5 = 0,352$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{1,747}{30} = 0,058$$

$$\delta = \max(\delta_{e_{min}}; \delta_e) = 0,352$$

$$\begin{aligned} N_{cr} &= \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{J}{\varphi_1} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta} + 0,1 \right) + \alpha_s J_s \right] \\ &= \frac{6,4 \times 23.000 \times 10}{189^2} \left[\frac{45.000}{2} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,352} + 0,1 \right) + 9,13 \times 1271 \right] = 796T \end{aligned}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{36,75}{796}} = 1,048$$

$$e = \eta e_0 + \frac{h}{2} - a = 1,048 \times 1,747 + \frac{30}{2} - 4 = 12,8$$

$$x_1 = \frac{N}{\gamma_b R_b b} = \frac{36,75 \times 10^3}{0,85 \times 8,5 \times 9,81 \times 20} = 25,93$$

$x_1 < \xi_R h_0 = 13,65$. Đồng thời $x_1 > 2a' = 8$

$$x' = (\xi_R + \frac{1 - \xi_R}{1 + 50\delta_e^2})h_0 = (0,650 + \frac{1 - 0,650}{1 + 50 \times 0,058^2}) \times 21 = 19,93$$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{N(e + 0,5x - h_0)}{R_{sc} Z_a} = \frac{36,75 \times 10^3 (12,8 + 0,5x \text{Error! Not a valid link.} - 21)}{280 \times 9,81 \times 17} \\ &= 3,42 \end{aligned}$$

Cặp lực Nmax= 17,22T Mtu=0,65T

Chọn $a=a'=4\text{cm} \Rightarrow h_0=30-4=21\text{ cm}$

Độ mảnh của cột: $\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{189}{30} = 6,30 < 8$. Không xét đến yếu tố uốn dọc.

Độ lệch tâm tĩnh học: $e_1 = \frac{M}{N} = \frac{0,65}{17,22} = 3,78\text{ cm}$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên: $e_a \geq \max(\frac{H}{600}, \frac{h}{30}) = \max(\frac{270}{600}, \frac{30}{30}) = 1\text{cm}$

Độ lệch tâm ban đầu $e_0 = \max(e_1, e_a) = 3,8\text{ cm}$.

Giả thiết tỷ lệ cốt thép $\mu_s = 2,50\% = 0,025$

$$\begin{aligned} J_s &= (A_s + A'_s)(0,5h - a)^2 = \mu_s b h_0 (0,5h - a)^2 \\ &= 0,025 \times 20 \times 21 (0,5 \times 30 - 4)^2 \\ &= 1271\text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{210.000}{23.000} = 9,13$$

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{20 \times 30^3}{12} = 45.000\text{ cm}^4$$

$$\delta_{e_{min}} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 R_b = 0,5 - 0,01 \frac{189}{30} - 0,01 \times 8,5 = 0,352$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{3,8}{30} = 0,126$$

$$\delta = \max(\delta_{e_{min}}, \delta_e) = 0,352$$

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{J}{\varphi_1} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta} + 0,1 \right) + \alpha_s J_s \right]$$

$$= \frac{6,4 \times 23.000 \times 10}{189^2} \left[\frac{45.000}{2} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,352} + 0,1 \right) + 9,13 \times 1271 \right] = 605T$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{17,22}{605}} = 1,029$$

$$e = \eta e_0 + \frac{h}{2} - a = 1,029 \times 3,8 + \frac{30}{2} - 4 = 14,9$$

$$x_1 = \frac{N}{\gamma_b R_b b} = \frac{17,22 \times 10^3}{0,85 \times 8,5 \times 9,81 \times 20} = 12,15$$

$x_1 < \xi_R h_0 = 13,65$. Đồng thời $x_1 > 2a' = 8$

$$x' = (\xi_R + \frac{1 - \xi_R}{1 + 50\delta_e^2})h_0 = (0,650 + \frac{1 - 0,650}{1 + 50 \times 0,126^2}) \times 21 = 17,75$$

$$A_s = \frac{N(e + 0,5x - h_0)}{R_{sc} Z_a} = \frac{36,75 \times 10^3 (14,9 + 0,5 \times 12,15 - 21)}{280 \times 9,81 \times 17} = -0,01$$

$$A_s = A'_s = -0,01$$

Chọn cốt thép: mỗi bên dùng 2Ø16 có $A_s = 4,02\text{ cm}^2$

$$\mu_s = \frac{A_s + A'_s}{bh_0} = \frac{4,02x2}{20x21}x100 = 1,91\%$$

Lấy chiều dày lớp bảo vệ 25mm ($\geq \emptyset$ chọn) tính được chiều dày lớp đệm $a = 25 + \frac{\emptyset}{2} = 33mm$

$h_0 = 300 - 33 = 267mm$, lớn hơn giá trị dùng trong tính toán là 170mm.

Khoảng hở giữa hai cốt thép:

$$t_0 = \frac{200 - 2x25 - 2\emptyset 16}{2} = 59mm > 50, \text{ đạt yêu cầu}$$

Cốt thép đai trọng cột chọn $\emptyset 6 \geq 1/4\emptyset_{doc\ max}$

Khoảng cách cốt đai $a_d = 200 < 15\emptyset_{doc\ min} = 240$

Bảng 5.12. Bảng tính thép cột khung trục 2

Tầng	Tên phần tử	Giá trị 2 cặp nội lực				Ch.cao cột H	b	h	Lớp b.vẽ a=a'	Tính và chọn thép (bố trí dọc cạnh b)						
		N- max	M3- tư	M3- max	N - tur					As=As'	chọn thép				As chon	mchọn
		Ton	Tonf- m	Tonf- m	Ton	cm	cm	cm	cm	cm ²	n	f	n	f	cm ²	(%)
Tầng 1	224	26,55	0,50	1,18	26,55	270	30	30	4	0,46	2	16			4,02	1,91
Tầng 1	140	23,56	0,05	1,42	23,56	270	30	30	4	-0,09	2	16			4,02	1,55
Tầng 1	152	36,75	0,64	0,65	17,22	270	30	30	4	1,80	2	16			4,02	1,91
Tầng 1	176	27,77	0,56	0,91	27,77	270	30	30	4	2,63	2	16			4,02	1,91
Tầng 1	200	24,08	0,58	0,93	24,08	270	30	30	4	2,95	2	16			4,02	1,91
Tầng 2	201	13,72	0,53	1,14	13,72	360	30	30	4	0,70	2	16			4,02	1,91
Tầng 2	225	15,56	0,25	1,37	15,56	360	30	30	4	2,10	2	16			4,02	1,91
Tầng 2	141	13,84	0,46	1,89	13,84	360	30	30	4	2,63	2	16			4,02	1,91
Tầng 2	153	22,74	0,83	0,87	22,74	360	30	30	4	2,31	2	16			4,02	1,91
Tầng 2	177	15,57	0,53	1,15	15,57	360	30	30	4	1,33	2	16			4,02	1,91
Tầng 3	202	3,34	0,07	0,47	0,01	360	30	30	4	0,31	2	16			4,02	1,91
Tầng 3	226	4,86	0,11	0,69	0,54	360	30	30	4	0,34	2	16			4,02	1,91
Tầng 3	142	4,12	0,60	1,00	0,07	360	30	30	4	1,52	2	16			4,02	1,91
Tầng 3	154	9,09	0,28	0,38	9,09	360	30	30	4	1,33	2	16			4,02	1,91
Tầng 3	178	3,40	0,07	0,49	0,04	360	30	30	4	1,75	2	16			4,02	1,91

5.5.3. Tính đàm khung trực 2

Tính đại diện đàm A-C ở Tầng Trệt

5.5.3.1. Vật liệu

Máy bê tông: B15, cường độ nén R_b: 8,5Mpa

Máy thép dọc AII, cường độ kéo R_s: 280Mpa

Máy thép đai AI, cường độ kéo R_s: 170 Mpa

Ta có:

$$-\xi R = 0,65$$

$$-\alpha_R = 0,439$$

5.5.3.2. Thông số hình học đàm

Chiều rộng tiết diện đàm: b = 20 cm

Chiều cao tiết diện đàm: h = 30 cm

Trọng tâm cốt thép a = 4 cm

$$h_0 = h - a = 26,0 \text{ mm}$$

5.5.3.3. Thông số nội lực

$$-\text{Momen Gối A : } 2,03 \text{ Tm}$$

$$-\text{Momen Nhịp : } 1,64 \text{ Tm}$$

$$-\text{Momen Gối C : } 2,70 \text{ Tm}$$

$$-\text{Lực cắt Q}_{\max} : 0,40 \text{ T}$$

5.5.3.4. Tính thép đàm

– Tại nhịp

Tính toán cốt thép dọc đàm bê tông cốt thép

$$\alpha_m = \frac{M}{bR_b b h_0^2} = 0,143 < \alpha_R = 0,439$$

⇒ Chỉ cần đặt cốt đơn

Tính toán đặt cốt đơn

$$\zeta = 0,5 \times \sqrt{(1 + (1 - 2\alpha_m))} = 0,155$$

$$A_k = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = 2,44 \text{ cm}^2$$

Chọn 2φ14 có $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$

Hàm lượng cốt thép

$$\mu_s = \frac{A_k + A_n}{bh_0} = 0,59\% < \mu_{max} = \frac{\xi_R R_b}{R_s} = 1,97\%$$

– Tại Gối A

$$\alpha_m = \frac{M}{bR_b bh_0^2} = 0,176 < \alpha_R = 0,439$$

⇒ Chỉ cần đặt cốt đơn

Tính toán đặt cốt đơn

$$\zeta = 0,5 \sqrt{(1 + (1 - 2\alpha_m))} = 0,195$$

$$A_k = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = 3,08 \text{ cm}^2$$

Chọn 3φ14 có $A_s = 4,62 \text{ cm}^2$

Hàm lượng cốt thép

$$\mu_s = \frac{A_k + A_n}{bh_0} = 0,89\% < \mu_{max} = \frac{\xi_R R_b}{R_s} = 1,97\%$$

– Tại Gối C

$$\alpha_m = \frac{M}{bR_b bh_0^2} = 0,235 < \alpha_R = 0,439$$

⇒ Chỉ cần đặt cốt đơn

Tính toán đặt cốt đơn

$$\zeta = 0,5 \sqrt{(1 + (1 - 2\alpha_m))} = 0,272$$

$$A_k = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = 4,29 \text{ cm}^2$$

Chọn 3φ14 có $A_s = 4,62 \text{ cm}^2$

Hàm lượng cốt thép

$$\mu_s = \frac{A_k + A_n}{bh_0} = 0,89\% < \mu_{max} = \frac{\xi_R R_b}{R_s} = 1,97\%$$

– Tính cốt thép đai dầm bê tông cốt thép

Dùng 2 nhánh đai, đường kính thép đai φ6, $A_{sw} = 0,565 \text{ cm}^2$

– Bước đai tính toán:

$$s_{tt} = R_{sw} \cdot A_{sw} \frac{4,5 R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q^2}$$

$$s_{tt} = 170 \times 10^{-2} \times 0,565 \frac{4,5 \times 0,75 \times 10^{-2} \times 20 \times 26,0^2}{0,40^2 \times 10^2} = 2688,8(cm)$$

– Bước đai cực đại:

$$\begin{aligned}s_{max} &= \frac{R_{bt} b h_0^2}{Q_{max}} \\&= \frac{0,75 \times 10^{-2} \times 20 \times 26,0^2}{222,58} = 251,1(mm)\end{aligned}$$

– Bước đai cấu tạo ($h=30cm < 45cm$) chọn $Sct = 15,0cm$

➔ Thép đai chọn: $2\phi 6 @ 150$

Bảng 5.13. Bảng tính thép dầm khung trục 2

Tầng	Đoạn	Vị trí	Giá trị M	a	h	ho	b	am	x	As	mtt%	Chọn thép				As	mch%
	dầm		(Tm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)			(cm ²)		n	f	n	f	chọn	
Tầng Trệt		Gối A	2,03	4	30	26,0	20	0,176	0,195	3,08	0,59	2	14	1	14	4,62	0,89
	A-C	Nhip	1,64	4	30	26,0	20	0,143	0,155	2,44	0,47	2	14			3,08	0,59
		Gối C	2,70	4	30	26,0	20	0,235	0,272	4,29	0,83	2	14	1	14	4,62	0,89
		Gối C	1,12	4	30	26,0	20	0,097	0,103	1,62	0,31	2	14			3,08	0,59
	C-D	Nhip	0,99	4	30	26,0	20	0,086	0,091	1,43	0,27	2	14			3,08	0,59
		Gối D	0,62	4	30	26,0	20	0,054	0,056	0,88	0,17	2	14			3,08	0,59
		Gối D	0,58	4	25	21,0	20	0,077	0,081	1,03	0,25	2	14			3,08	0,73
	D-E	Nhip	0,50	4	25	21,0	20	0,067	0,069	0,89	0,21	2	14			3,08	0,73
		Gối E	0,80	4	25	21,0	20	0,107	0,114	1,45	0,35	2	14			3,08	0,73
		Gối E	1,18	4	30	26,0	20	0,102	0,108	1,71	0,33	2	14			3,08	0,59
	E-F	Nhip	0,54	4	30	26,0	20	0,047	0,048	0,76	0,15	2	14			3,08	0,59
		Gối F	1,82	4	30	26,0	20	0,158	0,173	2,74	0,53	2	14			3,08	0,59
Tầng 1		Gối A	1,81	4	30	26,0	20	0,158	0,173	2,73	0,52	2	14			3,08	0,59
	A-C	Nhip	1,55	4	30	26,0	20	0,135	0,145	2,30	0,44	2	14			3,08	0,59
		Gối C	2,52	4	30	26,0	20	0,219	0,250	3,95	0,76	2	14	1	14	4,62	0,89
		Gối C	0,88	4	30	26,0	20	0,077	0,080	1,26	0,24	2	14			3,08	0,59
	C-D	Nhip	0,77	4	30	26,0	20	0,067	0,069	1,09	0,21	2	14			3,08	0,59
		Gối D	0,53	4	30	26,0	20	0,046	0,047	0,75	0,14	2	14			3,08	0,59
		Gối D	0,51	4	25	21,0	20	0,068	0,071	0,90	0,21	2	14			3,08	0,73

Chương V. Tính toán cấu tạo khung không gian

Tầng 2	D-E	Nhip	0,36	4	25	21,0	20	0,048	0,049	0,63	0,15	2	14			3,08	0,73
		Gối E	0,68	4	25	21,0	20	0,090	0,095	1,21	0,29	2	14			3,08	0,73
		Gối E	1,15	4	30	26,0	20	0,09978	0,105	1,66	0,32	2	14			3,08	0,59
	E-F	Nhip	0,53	4	30	26,0	20	0,046	0,047	0,74	0,14	2	14			3,08	0,59
		Gối F	1,77	4	30	26,0	20	0,154	0,168	2,65	0,51	2	14			3,08	0,59
		Gối A	0,11	4	30	26,0	20	0,010	0,010	0,15	0,03	2	14			3,08	0,59
	A-C	Nhip	0,16	4	30	26,0	20	0,014	0,014	0,22	0,04	2	14			3,08	0,59
		Gối C	0,09	4	30	26,0	20	0,008	0,008	0,12	0,02	2	14			3,08	0,59
		Gối C	0,07	4	30	26,0	20	0,006	0,006	0,10	0,02	2	14			3,08	0,59
	C-D	Nhip	0,37	4	30	26,0	20	0,032	0,033	0,52	0,10	2	14			3,08	0,59

Bảng 5.14. Tính thép gối khung trục 2

Tầng	Đoạn	G.trị Q_{max}	a	h	ho	b	Chọn thép đai			sct	smax	sstt	sbt	K.trा
	dầm	(T)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	n	$\phi\sigma\omega$	$A\sigma\omega$	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	nén
Tầng Trệt	A-C	0,40	4	30	26,0	20	2	6	0,565	15,0	251,1	2688,8	15	Thoả

Chương V. Tính toán cấu tạo khung không gian

	C-D	0,64	4	30	26,0	20	2	6	0,565	15,0	157,7	1060,9	15	Thoả
	D-E	1,83	4	25	21,0	20	2	6	0,565	12,5	36,1	85,1	12	Thoả
	E-F	3,37	4	30	26,0	20	2	6	0,565	15,0	30,1	38,6	15	Thoả
Tầng 1	A-C	0,32	4	30	26,0	20	2	6	0,565	15,0	312,7	4170,8	15	Thoả
	C-D	0,51	4	30	26,0	20	2	6	0,565	15,0	199,4	1697,1	15	Thoả
	D-E	1,81	4	25	21,0	20	2	6	0,565	12,5	36,5	87,3	12	Thoả
	E-F	3,26	4	30	26,0	20	2	6	0,565	15,0	31,1	41,3	15	Thoả
Tầng 2	A-C	6,50	4	25	21,0	20	2	8	1,005	12,5	10,2	12,0	10	Thoả
	C-D	6,48	4	25	21,0	20	2	8	1,005	12,5	10,2	12,1	10	Thoả
	D-E	6,46	4	25	21,0	20	2	8	1,005	12,5	10,2	12,2	10	Thoả
	E-F	1,11	4	25	21,0	20	2	8	1,005	12,5	59,7	415,0	12	Thoả

Chương VI

THIẾT KẾ MÓNG

6.1. Xử lý số liệu địa chất

6.1.1. Phân loại và mô tả các lớp đất

Mô tả các lớp đất được tiến hành theo **TCVN 9362 – 2012**, các lớp đất được phân loại và mô tả tới chiều sâu hết 68,9m (chiều sâu tối đa của hố khoan D03-C12-70)

– Lớp Cát San đắp (-0,5m đến -1,5m): Lớp Cát san lấp: cát, sạn sỏi, có chiều dày trung bình 1m, lớp đất này sẽ được loại bỏ khi làm tầng hầm

– Lớp đất số 1 (-1,5m đến -11,5m): Lớp bùn sét, xám đen, xám xanh, lẩn mùn thực vật, ở trạng thái dẻo mềm, khả năng chịu tải yếu, có chiều dày khá lớn 10 m, Lớp đất này không thể sử dụng để làm nền cho công trình

– Lớp đất số 2 (-11,5m đến -16,1m): Lớp đất sét pha, sét bụi trạng thái dẻo mềm bè dày 4,6 m

– Lớp đất số 3 (-16,1m đến -17,4m): Lớp cát hạt trung màu xám trắng, vàng, chặt vừa bè dày 1,3 m

– Lớp đất số 4 (-17,4m đến -27,8m): Lớp sét pha dẻo thấp, màu vàng, nâu đỏ, bè dày 10,4 m

– Lớp đất số 5 (-27,8m đến -33,6m): Lớp sét pha xám dẻo, màu vàng, nâu đỏ, bè dày 5,8 m

– Lớp đất số 6 (-33,6m đến -48,5m): Lớp cát pha bụi, màu xám trắng vàng, trạng thái chặt vừa, bè dày 14,9 m

– Lớp đất số 7 (-48,5m đến -69,4m): Lớp cát hạt trung lẩn sạn, trạng thái chặt, bè dày 21,5m

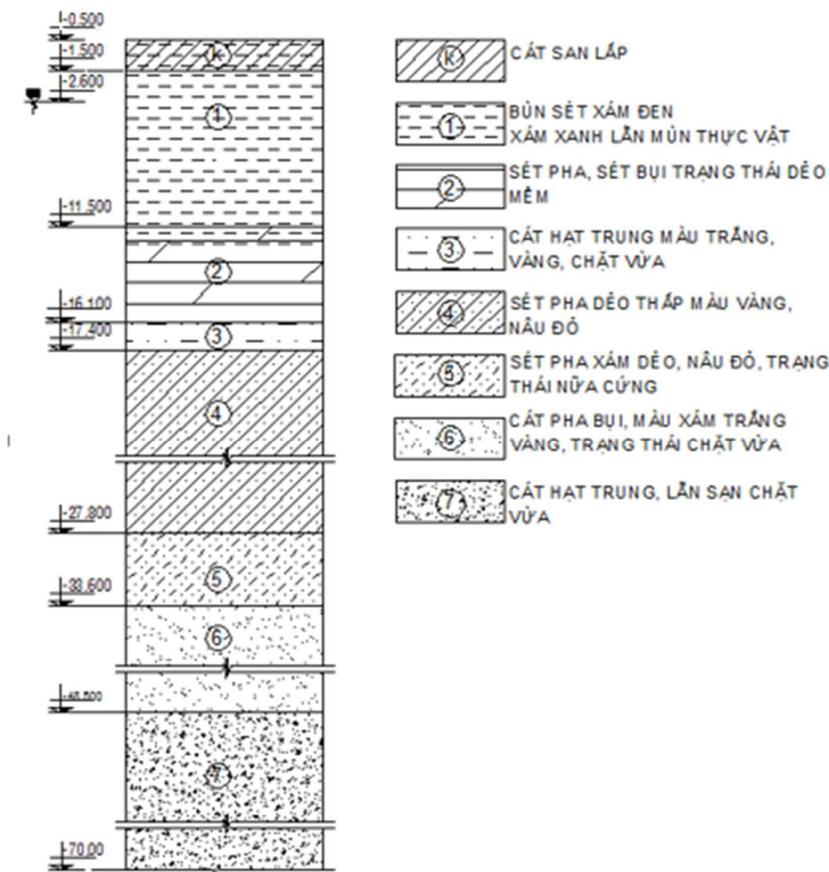
6.1.2. Kết quả xử lý và thống kê địa chất

Bảng 6.1. Chỉ tiêu cơ lý các lớp đất

Lớp	Tên đất	Bè dày	Dung trọng tự nhiên	Dung trọng đẩy nội	Độ ẩm tự nhiên	Chỉ số SPT	Góc nội ma sát	Lực dính kết	Độ sét	Mô đun tổng biến dạng
		H (m)	γ_w	γ_{dn}	W (%)	N30	ϕ (°)	CII T/m2	IL	E100-400
		T/m3	T/m3					T/m2		T/m2
K	Cát san láp	1	-	-	-	-		-	-	-
1	Lớp bùn sét, xám đen, xám xanh, lẩn mùn thực vật	10	1,74	0,72	73,3	2	6°30'	0,59	0,8	87,72
2	Sét pha sét bụi dẻo mềm	4,6	2,05	1,03	24,1	9	9°30'	1,76	0,53	839,46
3	Cát hạt trung màu xám trắng, vàng, chặt vừa	1,3	2,06	1,04	17,6	19	24°30'	0,34	-	1054,7
4	Sét pha dẻo thấp, màu vàng, nâu đỏ	10,4	2,01	1,01	22,5	16	9°40'	2,75	0,5	544,68
5	Sét pha xám dẻo, nâu đỏ, trạng thái nuga cứng	5,8	2,04	1,03	23,8	21	15°20'	2,43	0,2	867
6	Cát pha bụi, màu xám trắng vàng, trạng thái chặt vừa	14,9	2,05	1,04	21,3	27	21°30'	0,75	-	1164,8
7	Cát hạt trung lẩn sạn chặt vừa	20,9	2,06	1,05	18,7	30	27°0'	0,32	-	1485,3

—

—



Hình 6.1. Trụ địa chất và các lớp đất của hố khoan

6.1.3. đánh giá điều kiện địa chất

Dựa vào các chỉ tiêu cơ lý của đất nền ở bảng trên có thể đánh giá sơ bộ điều kiện địa chất từ đó đưa ra phương án móng thiết kế khả thi và hợp lý. Trong đó, đánh giá tính chất của đất nền chủ yếu dựa vào 2 thông số chính là modun tổng biến dạng E0 và góc ma sát trong φ .

Lớp Cát San đắp: Lớp đất san đắp: cát, sạn sỏi, có chiều dày trung bình 1m. Lớp đất này sẽ được loại bỏ khi làm tầng hầm.

Lớp đất số 1: Lớp bùn sét, xám đen, xám xanh, lắn mùn thực vật, ở trạng thái dẻo mềm

Lớp này có modun biến dạng $E_0 < 5000 \text{ kN/m}^2$ và góc ma sát trong $\varphi = 6^\circ 30' < 10^\circ$. → Do đó lớp đất 1 thuộc lớp chịu tải yếu

Lớp đất số 2: Lớp đất sét pha, sét bụi trạng thái dẻo mềm, lớp này có modun biến dạng $5000 < E_0 = 8230 < 10000 \text{ kN/m}^2$ và góc ma sát trong $\varphi = 9^\circ 30' < 10^\circ$.

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

Lớp đất số 3: Lớp cát hạt trung màu xám trắng, vàng, chặt vừa, lớp này có modun biến dạng $E_0 = 10340 > 10000 \text{ kN/m}^2$ và góc ma sát trong $\varphi = 24^\circ 30' > 20^\circ$.

→ Do đó lớp đất 3 thuộc lớp chịu tải tốt, tuy nhiên bờ dày nhỏ chỉ có 1.3m, và không sâu lăm do vậy đặt móng cọc lên lớp đất này không khả thi.

Lớp đất số 4: Lớp sét pha dẻo thấp, màu vàng, nâu đỏ, lớp này có modun biến dạng $5000 < E_0 = 5340 < 10000 \text{ kN/m}^2$ và góc ma sát trong $\varphi = 9^\circ 40' < 10^\circ$.

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

Lớp đất số 5: Lớp sét pha dẻo thấp, màu vàng, nâu đỏ, lớp này có modun biến dạng $5000 < E_0 = 8500 < 10000 \text{ kN/m}^2$ và góc ma sát trong $100 < \varphi = 15^\circ 20' < 20^\circ$.

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

Lớp đất số 6: Lớp cát pha bụi, màu xám trắng vàng, trạng thái chặt vừa, lớp này có modun biến dạng $E_0 = 11420 > 10000 \text{ kN/m}^2$ và góc ma sát trong $\varphi = 21^\circ 30' > 20^\circ$.

→ Do đó lớp đất 6 thuộc lớp chịu tải tốt

Lớp đất số 7: Lớp cát hạt trung lắn sạn, trạng thái chặt vừa, lớp này có modun biến dạng $E_0 = 14562 > 10000 \text{ kN/m}^2$ và góc ma sát trong $\varphi = 27^\circ 00' > 20^\circ$.

→ Do đó lớp đất 7 thuộc lớp chịu tải tốt

6.1.4. Điều kiện địa chất thủy văn tại nơi xây dựng công trình

Mực nước ngầm xuất hiện tại khu vực xây dựng công trình thay đổi theo mùa, tuy nhiên mực nước tĩnh đo được tại cao độ -2,6m.

6.2. Móng cọc ép bê tông cốt thép và sức chịu tải của cọc

6.2.1. Giới thiệu sơ lược về cọc ép

6.2.1.1. Đặc điểm

Cọc ép bê tông cốt thép được thiết kế chủ yếu cho các công trình dân dụng và công nghiệp. Đối với việc xây dựng nhà cao tầng ở Tp.Cà Mau trong điều kiện xây chen như hiện nay, khả năng sử dụng cọc ép tương đối phổ biến. Cọc có nhiều loại tiết diện: 20x20cm; 25x25cm; 30x30cm; 35x35cm; 40x40cm với chiều dài tối đa của mỗi cọc là 16m, do bị hạn chế trong quá trình vận chuyển cọc và độ vồng của cọc.

– Ưu điểm

Có khả năng chịu tải lớn khi được liên kết nhiều cọc trong dài.

Phương pháp thi công tương đối dễ dàng, không gây ảnh hưởng chấn động với các công trình xung quanh, thích hợp với việc xây chen ở các đô thị lớn

Giá thành rẻ so với phương án mòng cọc khác.

Thi công nhanh chóng, dễ dàng kiểm tra chất lượng cọc do sản xuất cọc từ nhà máy (cọc được đúc sẵn). Công tác thí nghiệm nén tĩnh cọc ngoài hiện trường đơn giản, tận dụng ma sát xung quanh cọc và sức kháng của đất dưới mũi cọc.

Công nghệ thi công không đòi hỏi kỹ thuật cao.

– Nhược điểm

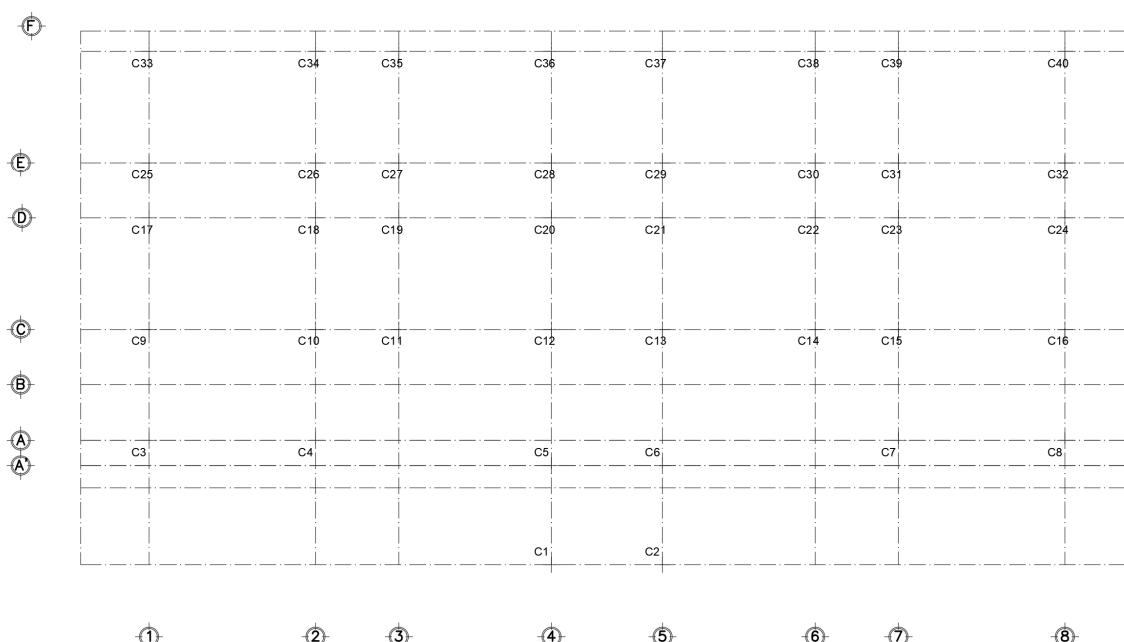
Cọc ép sử dụng lực ép tĩnh để ép cọc xuống đất nền, do đó chỉ thi công được trong những loại đất như đất sét mềm, sét pha. Đối với những loại đất như sét cứng, cát chặt có chiều dày lớn thì không thể thi công được.

Sức chịu tải mỗi cọc không lớn lắm ($50 \div 350T$) do tiết diện và chiều dài cọc bị hạn chế (độ sâu tối đa $\leq 50m$).

Lượng cốt thép bố trí trong cọc tương đối lớn. Thi công gấp khó khăn khi cọc xuyên qua các laterit, lòn cát dày và thời gian ép lâu.

Bị không chế kích thước và chiều dài bởi thiết bị ép.

6.2.2. Tải trọng tính toán



Hình 6.2. Mặt bằng ký hiệu cột

Bảng 6.2. Tổ hợp tải trọng tính toán tại chân cột C3

Column	Tổ Hợp	N (T)	My (Tm)	Mx (Tm)	Qy (T)	Qx (T)
C3	Nmax, My, Mx, Qy, Qx	29,07	0,14	0,55	-0,04	0,62
C3	N, Mymax, Mx, Qy, Qx	-1,29	0,84	0,03	-0,75	0,02
C3	N, My, Mxmax, , Qy, Qx	24,66	0,73	1,09	0,75	1,08
C3	N, My, Mx, Qymax, Qx	24,66	0,73	1,09	1,08	0,75
C3	N, My, Mx, Qy, Qxmax,	24,66	0,73	1,09	1,08	0,75

Bảng 6.3. Tổ hợp tải trọng tính toán tại chân cột C15

Column	Tổ Hợp	N	My	Mx	Qy	Qx
C15	Nmax, My, Mx, Qy, Qx	44,63	0,36	0,07	-0,28	0,07
C15	N, Mymax, Mx, Qy, Qx	40,24	0,86	0,65	0,43	0,47
C15	N, My, Mxmax, , Qy, Qx	40,24	0,00	0,65	0,43	0,47
C15	N, My, Mx, Qymax, Qx	40,24	0,86	0,65	0,47	0,43
C15	N, My, Mx, Qy, Qxmax,	-0,14	-0,69	0,01	0,00	0,50

6.2.3. Tải trọng tiêu chuẩn

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

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

6.2.4. Xác định sức chịu tải của cọc ép bê tông cốt thép

6.2.4.1. Sức chịu tải của cọc theo vật liệu

Sức chịu tải tính toán theo vật liệu của cọc được tính theo công thức sau:

$$P_{vl} = \varphi(R_n F_b + R_a F_a)$$

Trong đó:

φ : Hệ số xét đến ảnh hưởng của uốn dọc phụ thuộc vào độ mảnh của cọc

$$\varphi = 1,028 - 0,0000288\lambda^2 - 0,0016\lambda$$

$$\lambda = \frac{l_0}{d} \text{ (với } l_0 = 0,7l)$$

Vì cọc ngầm trong dài và mũi cọc tựa trên nền đất Sét pha dẻo thấp nên $\mu = 2$

$$\Rightarrow l_0 = 2 \times 20 = 40 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 133,333$$

$$\Rightarrow \varphi = 1,028 - 0,0000288 \times 133,333^2 - 0,0016 \times 133,333 = 0,303$$

R_n : Cường độ chịu nén của bêtông B25. $R_n = 1450 \text{ T/m}^2$.

F_b : Diện tích mặt cắt ngang của cọc $F_b = 0,09 \text{ m}^2$

R_a : Cường độ tính toán của thép AIII. $R_a = 36500 \text{ T/m}^2$.

F_a : Diện tích tiết diện ngang cốt dọc. $F_a = 8 \text{ cm}^2$.

$$P_{vl} = 0,303 \times (1450 \times 0,09 + 36500 \times 8 \times 10^{-4}) = 46 \text{ T}$$

6.2.4.2. Sức chịu tải của cọc $R_{c,u}$ theo các chỉ tiêu cơ lý đất, đá (mục 7.2 TCVN 10304:2014)

Theo mục 7.2.2.1 TCVN 10304:2014 sức chịu tải của cọc ép:

$$P_d = m(m_R RF + u \sum_{i=1}^n m_{fi} f_i l_i)$$

Trong đó:

– m là hệ số điều kiện làm việc của cọc, $m = 1$ đối với cọc đóng

– $m_R = 0,9$ là hệ số điều kiện làm việc của đất dưới mũi cọc xác định theo bảng 4 TCVN 10304:2014

– $f_i = 0,9$ là hệ số điều kiện làm việc của đất trên thân cọc xác định theo bảng 4 TCVN 10304:2014

– u là chu vi tiết diện ngang cọc, $u = 1,2 \text{ m}$

– F là diện tích tiết diện ngang mũi cọc, $F = 0,09 \text{ m}^2$

– q_b là cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc

– f_i là cường độ sức kháng trung bình (ma sát đơn vị) của lớp đất thứ “ i ” trên thân cọc

– l_i chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất thứ “ i ”

Cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc R theo bảng 2 TCVN 10304:2014

Chiều sâu mũi cọc so với mặt đất tự nhiên bằng 21,4m
 Đất dưới mũi cọc là Sét pha dẻo thấp
 $\Rightarrow R = 184,2 \text{ T/m}^2$
 Cường độ sức kháng trung bình trên thân cọc $f_i l_i$
 Tra bảng 3 TCVN 10304:2014 xác định f_i , sau đó tính toán được kết quả như sau:

Bảng 6.4. Tính toán cường độ sức kháng trung bình trên thân cọc

Lớp đất	Trạng thái	Chỉ tiêu cơ lý	Zi	li	γ_{cf}	f_i	fixli
			m	m		T/m ²	T/m
đất đắp	-	-	0	-	-	-	-
lớp 1	dẻo mềm	$Il=0,8$	5	10	1	0,8	8
lớp 2	dẻo mềm	$Il=0,53$	12,3	4,6	1	1,98	9,108
lớp 3	chặt vừa	cát hạt trung	15,25	1,3	1	5,25	6,825
lớp 4	dẻo thấp	$Il=0,5$	17,9	4	1	3,1	12,4
						SUM	36,33

Với Zi là chiều sâu mũi cọc tính từ mặt đất tự nhiên (cao độ MDTN: -1,5m)

Vậy:

$$\begin{aligned}
 P_d &= m(m_R RF + u \sum_{i=1}^n m_{fi} f_i l_i) \\
 &= 1(0,9x184,2x0,09 + 1,2x 36,33) = 58,52 \text{ T} \\
 P'_d &= \frac{P_d}{k_d} = \frac{58,52}{1,55} = 37,75 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$k_d = 1,55$ là hệ số an toàn đối với đất

6.2.4.3. Kết luận xác định sức chịu tải

Sức chịu tải thiết kế của cọc: $R_{c,d} = 37,75 \text{ T}$

Trọng lượng bản thân cọc: $W = 4,5 \text{ T}$

Vậy sức chịu tải thiết kế của cọc: $R_{c,d} = 37,75 - 4,5 = 33,25 \text{ T}$

6.3. thiết kế móng M1 tại cột giữa C15

6.3.1. Xác định số lượng cọc

$$\text{Xác định sơ bộ số lượng cọc: } n_c = \beta \cdot \frac{N_{tt}}{R_{c,d}}$$

Trong đó:

N_{tt} : lực dọc tính toán tại chân cột

β : hệ số xét đến do moment, chọn $\beta = 1,2 \div 1,6$

$$n_c = (1,2 \div 1,6) \times \frac{44,63}{33,25} = (1,6 \div 2,1)$$

Vậy chọn $n_c = 3$ cọc để thiênh về an toàn và thỏa giá trị γ_k chọn trước.

6.3.2. 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 ($R_s = 225 \text{ MPa}$)

6.3.2.1. Sơ bộ chiều cao đài

Khi đáy tháp chọc thủng trùm hết cạnh ngoài các cọc biên theo cạnh dài có:

$$h_{2l} = \frac{l_d - l_c}{2} - C = \frac{1,5 - 0,3}{2} - (0,3 - \frac{0,3}{2}) = 0,45m$$

Tương tự khi đáy tháp chọc thủng trùm hết cạnh ngoài các cọc biên theo cạnh ngắn điều kiện là:

$$h_{2b} = \frac{b_d - b_c}{2} - C = \frac{1,5 - 0,3}{2} - (0,3 - \frac{0,3}{2}) = 0,45m$$

$$\Rightarrow h_2 = \max(h_{2l}; h_{2b}) = 0,45m$$

Chiều cao đài chọn sơ bộ:

$$H_d = h_1 + h_2 = 0,1 + 0,45 = 0,55m$$

Với h_1 là chiều sâu cọc ngầm vào đài

Độ sâu đáy đài $D_f = -1,5m$

6.3.2.2. Loại cọc và chiều sâu ép cọc

Chọn cọc 30x30 (cm), Bố trí 4Ø16

Chọn chiều sâu mũi cọc cắm vào lớp đất sỏi 4 bằng 4m.

Do đó chiều sâu mũi cọc tính từ lớp đất tự nhiên:

$L_{chọn cọc} = 21,4\text{m.}$

Đoạn cọc ngầm vào đài: $L_{ngầm} = 0,1\text{m}$

Chiều dài cọc (tính từ đáy đài đến mũi cọc) là:

$L_{cọc} = L_{chọn cọc} - h_{dai} = 21,4 - 0,55 = 19,9\text{m.}$

Chiều dài thực tế của cọc: $L = L_{cọc} + L_{ngầm} = 19,9 + 0,1 = 20\text{m}$ (2 đoạn cọc 10m)

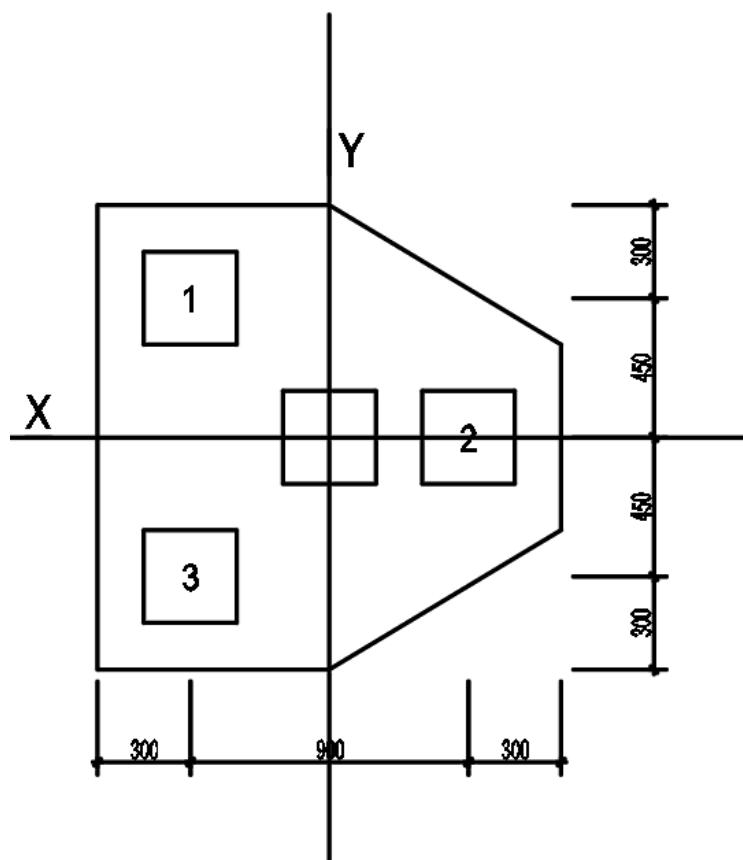
6.3.3. Bố trí cọc trong đài

Khoảng cách giữa các cọc theo phương X là: $3d = 0,9\text{m.}$

Khoảng cách giữa các cọc theo phương Y là: $3d = 0,9\text{m.}$

Khoảng cách giữa mép cọc tới mép ngoài của đài chọn là: $d/2 = 0,15\text{m}$

Mặt bằng bố trí cọc như hình vẽ:



Hình 6.3. Mặt bằng bố trí cọc móng M1

6.3.3.2. kiểm tra lực dọc tác dụng lên từng cọc theo 7.1.11 TCVN 10304:2014

Điều kiện kiểm tra:
$$\begin{cases} p_{\max} = N_{c,d} \leq \frac{\gamma_0}{\gamma_n} x R_{c,d} \\ p_{\min} \geq 0 \end{cases}$$

Trong đó:

– γ_0 là hệ số điều kiện làm việc, kể đến yếu tố tăng mức độ đồng nhất của nền đất khi sử dụng móng cọc, lấy bằng 1,15 trong móng nhiều cọc

– γ_n là hệ số tin cậy về tầm quan trọng của công trình, lấy bằng 1,15 tương ứng với tầm quan trọng của công trình cấp II.

Chiều cao đài được giả thiết ban đầu $h_d = 0,55m$

Trọng lượng tính toán của đài:

$$N_d = \gamma_{bt} \cdot F_d \cdot h_d = 1,15 \times 1,5 \times 1,5 \times 0,55 = 3,56T$$

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

6.3.3.3. Kiểm tra phản lực đáy cọc với tổ hợp $N_{max}, M_{xtu}, M_{ytu}, Q_{xtu}, Q_{ytu}$

$$\begin{aligned} \sum N^{tt} &= |N_0^{tt} + N_d| = |44,63 + 3,56| = 48,19T \\ \sum M_x^{tt} &= |0,07 + (-0,28) \times 0,55| = -0,087385 Tm \\ \sum M_y^{tt} &= |0,36 + 0,07 \times 0,55| = 0,400325Tm \end{aligned}$$

Tải trọng tác dụng lên cọc:

Theo mục 7.1.13 TCVN 10304:2014 thì khi xác định giá trị tải trọng truyền lên cọc, cần xem móng cọc như kết cấu khung tiếp nhận tải trọng thẳng đứng, tải trọng ngang và mômen uốn.

Đối với móng dưới cột gồm các cọc thẳng đứng, có cùng tiết diện và độ sâu, liên kết với nhau bằng đài cứng, cho phép xác định giá trị tải trọng N_j truyền lên cọc thứ j trong móng theo công thức:

$$N_j = \frac{N}{n} + \frac{M_x y_j}{\sum_{i=1}^n y_i^2} + \frac{M_y x_j}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

Trong đó:

N là lực tập trung tính toán

M_x, M_y là mô men uốn, tương ứng với trực trọng tâm chính x, y mặt bằng cọc tại cao trình đáy đó

n là số lượng cọc trong móng;

x_i, y_i là tọa độ tim cọc thứ i tại cao trình đáy đài;

x_j, y_j là tọa độ tim cọc thứ j cần tính toán tại cao trình đáy đài. (i trùng với j)

Bảng 6.5. Giá trị phản lực đầu cọc cột C15

Tên cọc	x_i (m)	y_i (m)	x_{i2}	y_{i2}	P_i (T)
1	-0,45	0,45	0,20	0,20	15,07
2	0,45	0,00	0,20	0,00	15,76
3	-0,45	-0,45	0,20	0,20	15,27

$$\begin{cases} p_{max} = 16,36 T \leq \frac{1,15}{1,15} \cdot 33,25 = 33,25T \\ p_{min} = 15,67 T > 0 \end{cases}$$

Vậy tải trọng tác dụng lên cọc đều thỏa

6.3.3.4. Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp các tổ hợp còn lại

Bảng 6.6. Giá trị phản lực đầu cọc cột C15 các tổ hợp còn lại

Tên cọc	x_i (m)	y_i (m)	x_{i2}	y_{i2}	P_i (T)			
					Mymax	Mxmax	Qymax	Qxmax
1	-0,45	0,45	0,20	0,20	15,63	16,10	16,29	15,33
2	0,45	0,00	0,20	0,00	16,29	15,91	15,83	15,47
3	-0,45	-0,45	0,20	0,20	13,66	15,72	16,29	15,33

Vậy tải trọng tác dụng lên cọc đều thỏa

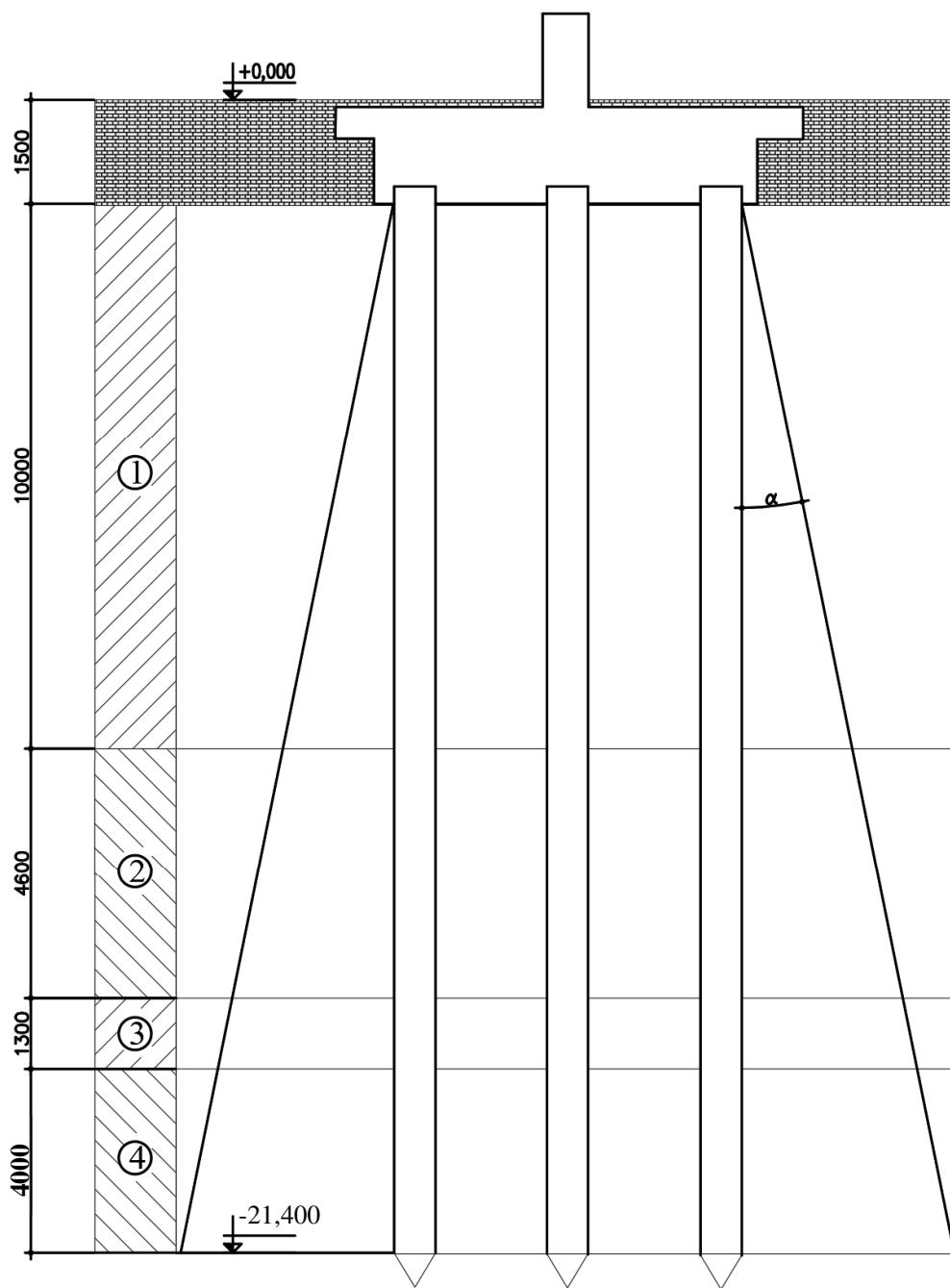
Kết luận:

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

Không có cọc nào trong móng chịu nhổ. Kiểm tra nền dưới đáy khói móng quy ước

6.3.3.5. Kích thước khói móng quy ước

Theo **mục 7.4.4 TCVN 10304:2014**, quy định ranh giới của khói móng quy ước khi cọc xuyên qua lớp đất yếu và tựa vào lớp đất cứng như được xác định như sau:



Hình 6.4. Sơ đồ khối xác định khối móng quy ước

$$\varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h_i} = 9,00^{\circ} 0'$$

$$\alpha = \frac{\sum \varphi_{tb}}{4} = 2^0 15'$$

Diện tích khói móng quy ước được tính theo công thức: $A_{qu} = L_{qu} \cdot B_{qu}$

Trong đó :

$$B_{qu} = 0,76 + 2 \times 19,9 \times \tan(2^0 15') = 2,32 \text{ m}$$

$$L_{qu} = 0,76 + 2 \times 19,9 \times \tan(2^0 15') = 2,32 \text{ m}$$

$$A_{qu} = 2,32 \times 2,32 = 5,41 \text{ m}^2$$

6.3.3.6. Trọng lượng khói móng quy ước

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

$$G_1 = A_{qu} \cdot h \cdot \gamma_{tb}$$

$$G_1 = 5,41 \times 1,5 \times 2$$

$$G_1 = 16,22 \text{ T}$$

Trọng lượng cọc trong khói móng quy ước:

$$G_2 = n_c \cdot A_c \cdot L_c \cdot \gamma_{bt} = 3 \times 0,09 \times 19,9 \times 2,5 = 13,43 \text{ T}$$

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

$$G_3 = A_{qu} \sum \gamma_i h_i = 5,41 \times 37,55 = 192,81 \text{ T}$$

Trọng lượng khói móng quy ước:

$$G = G_1 + G_2 + G_3 = 222,46 \text{ T}$$

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

Tải trọng quy về đáy khói móng quy ước:

$$N_{qu}^{tc} = 46,40 + 222,46 = 267,09 \text{ T}$$

$$\sum M_{xqu}^{tc} = \frac{M_x^{tt}}{1,15} = -0,08 \text{ Tm}$$

$$\sum M_{yqu}^{tc} = \frac{M_y^{tt}}{1,15} = 0,35 \text{ Tm}$$

Momen chống uốn của móng khói quy ước

$$W_x = \frac{L_{qu} B_{qu}^2}{6} = \frac{2,32 \times 2,32^2}{6} = 2,09 \text{ m}^3$$

$$W_y = \frac{B_{qu} L_{qu}^2}{6} = \frac{2,32 \times 2,32^2}{6} = 2,09 \text{ m}^3$$

Cường độ tính toán của đất dưới đáy khối móng quy ước theo điều 4.6.9 TCVN 9362 - 2012

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

Trong đó:

– k_{tc} hệ số độ tin cậy, $k_{tc} = 1,1$ vì các đặc trưng tính toán lấy trực tiếp từ các bảng thống kê

- $m_1 = 1,4$ – hệ số điều kiện làm việc của đất nền - đối với đất cát lầy $m_1 = 1,4$
- $m_2 = 1,0$ – hệ số điều kiện làm việc của công trình tác động qua lại với đất nền
- $\gamma_{II} = 1,01 \text{ T/m}^3$ là giá trị trung bình của trọng lượng thể tích lớp đất đáy dài
- $\gamma_{II}' = 0,87 \text{ T/m}^3$ là giá trị trung bình của trọng lượng thể tích các lớp đất trên đáy:

– $C_{II} = C^{tc} = 2,75 \text{ T/m}^2$ là trị tính toán của lực dính đơn vị lớp đất đáy dài

Tra bảng 14 TCVN 9362 - 2012 với $\varphi^{tc} = \varphi_{II} = 9,67$ ta được các hệ số sức chịu tải A, B, D:

$$A = 0,17; B = 1,7; D = 4,1$$

Cường độ tiêu chuẩn của đất dưới dài:

$$\begin{aligned} R_{II}^{tt} &= \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (A \cdot b \cdot \gamma_{II} + B \cdot h \cdot \gamma_{II}' + D \cdot c_{II}) \\ R_{II}^{tt} &= \frac{1,4 \times 1}{1,1} (0,17 \times 2,32 \times 1,01 + 1,7 \times 19,9 \times 0,87 + 4,1 \times 2,75) \\ &= 52,35 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

Ứng suất dưới đáy khối móng quy ước:

$$\begin{aligned} p_{tb}^{tc} &= \frac{N^{tc}}{A_{qu}} = \frac{267,09}{5,41} = 49,42 \text{ T/m}^2 \\ p_{max}^{tc} &= \frac{N^{tc}}{A_{qu}} + \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} + \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} = \frac{267,09}{5,41} + \frac{-0,08}{2,09} + \frac{0,35}{2,09} \\ p_{max}^{tc} &= 49,55 \text{ T/m}^2 \\ p_{min}^{tc} &= \frac{N^{tc}}{A_{qu}} - \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} - \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} = \frac{267,09}{5,41} - \frac{-0,08}{2,09} - \frac{0,35}{2,09} \\ p_{min}^{tc} &= 49,29 \text{ T/m}^2 \\ \Rightarrow & \begin{cases} p_{tb}^{tc} = 49,42 \text{ T/m}^2 < R_{II}^{tt} = 52,35 \text{ T/m}^2 \\ p_{max}^{tc} = 49,55 \text{ T/m}^2 < 1,2R_{II}^{tt} = 62,82 \text{ T/m}^2 \\ p_{min}^{tc} = 49,29 \text{ T/m}^2 > 0 \end{cases} \end{aligned}$$

Vậy điều kiện đất nền được thoả mãn.

Do đó lớp đất dưới đáy móng có thể coi là làm việc đàn hồi và có thể tính toán được độ lún của nền theo quan niệm nền biến dạng tuyến tính. Trường hợp này nền từ chân cọc trở xuống có chiều dày tương đối lớn, đáy của khối quy ước có diện tích bé nên ta dùng mô hình nền là bán không gian biến dạng tuyến tính và tính toán độ lún của nền theo phương pháp cộng lún từng lớp tuyến tính và tính toán độ lún của nền theo phương pháp cộng lún từng lớp.

6.3.4. Kiểm tra độ lún khối móng quy ước

Bảng 6.7. Độ lún của móng khối quy ước

Lớp đất	Bè dày hi	γ_i	Ứng suất bản thân σ_{bt}
	m	T/m ³	T/m ²
1	10	1,74	17,40
2	4,6	2,05	9,43
3	1,3	2,06	2,68
4	4	2,01	8,04
Mũi cọc			37,55

Ứng suất gây lún tại đáy khối móng quy ước

$$\sigma_{z=0}^{gl} = p_{tb}^{tc} - \sigma_{bt} = 49,42 - 37,55 = 11,87 \text{ T/m}^2$$

Chia đất nền dưới đáy khối móng quy ước thành các lớp bằng nhau, chọn $h = 1,5 \text{ m}$. Xét 1 điểm thuộc trực qua tâm móng có độ sâu z kể từ đáy móng khối quy ước. Khi đó ứng suất do tải trọng ngoài gây ra được xác định theo công thức.

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

Bảng 6.8. Tính lún cho móng

Điểm	$z(\text{m})$	z/b	L_{qu}/B_{qu}	K_0	σ_z^{gl} T/m^2	σ_z^{bt} T/m^2	$\frac{\sigma_z^{gl}}{\sigma_z^{bt}}$	E T/m^2	S_i cm
1	0,00	0,00	1,00	1,00	11,87	37,55	0,32		
2	0,58	0,25		0,92	10,92	38,71	0,28	544,68	0,97
3	1,16	0,50		0,71	8,38	41,05	0,20	544,68	0,82
4	1,74	0,75		0,49	5,83	44,54	0,13	544,68	0,61
5	2,32	1,00		0,34	4,05	49,21	0,08	544,68	0,42
6	2,90	1,25		0,25	2,92	55,04	0,05	544,68	0,30
7	3,48	1,50		0,18	2,15	62,03	0,03	544,68	0,22

8	4,06	1,75		0,14	1,64	70,19	0,02	544,68	0,16
9	4,64	2,00		0,11	1,31	79,52	0,02	544,68	0,13
10	5,22	2,25		0,09	1,04	90,01	0,01	544,68	0,10
11	5,80	2,49		0,08	0,89	101,67	0,01	544,68	0,08
12	6,38	2,74		0,06	0,75	114,49	0,01	544,68	0,07
								Tổng:	3,88

Giới hạn nền lấy đến điểm 12 ở độ sâu 6,38m kể từ đáy khối quy ước.

Độ lún của nền $S = 3,88\text{cm} < S_{gh} = 8\text{cm}$

➔ Thỏa mãn điều kiện độ lún tuyệt đối giới hạn

6.3.5. Kiểm tra điều kiện xuyên thủng

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

Lực gây chọc thủng cho dài là tổng phản lực đầu cọc nằm ngoài tháp chọc thủng

Tháp chọc thủng xuất phát từ mép cột và mở rộng về phía dưới một góc 45 độ.

Kích thước đáy tháp chống thủng.

$$B_{ct} = b_c + 2.h_0 = 0,3 + 2 \times 0,23 = 0,76\text{m}$$

$$L_{ct} = l_c + 2.h_0 = 0,3 + 2 \times 0,23 = 0,764\text{m}$$

b_c , l_c là chiều dài và chiều rộng của cột

h_0 là kích thước từ mặt trên của dài đến vị trí neo vào dài.

Điều kiện chọc thủng: $N_t \leq F_{cxt} = \alpha_t R_{bt} u_m h_0$

Trong đó:

– N_t : lực gây xuyên thủng:

$$- N_t = N_{max}$$

– F_{cxt} : khả năng chống xuyên thủng

– α_t : hệ số, với bê tông nặng $\alpha_t = 1$

– u_m : giá trị trung bình của chu vi đáy trên và đáy dưới tháp nén thủng hình thành khi bị nén thủng trong phạm vi chiều cao làm việc của tiết diện.

$$- u_m = \frac{2.(b_c + h_c) + 2.(B_{ct} + L_{ct})}{2} = 2,12\text{ m}$$

– R_{bt} : cường độ chịu kéo tính toán của bê tông, bê tông B25 có $R_{bt} = 75\text{T/m}^2$

$\Rightarrow N_t = 44,63\text{ T} \leq F_{cxt} = \alpha_t R_{bt} u_m h_0 = 1 \times 75 \times 2,12 \times 0,23 = 36,57\text{T}$ (thỏa điều kiện)

6.3.6. Tính toán cốt thép cho dài cọc

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

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

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

Trong đó:

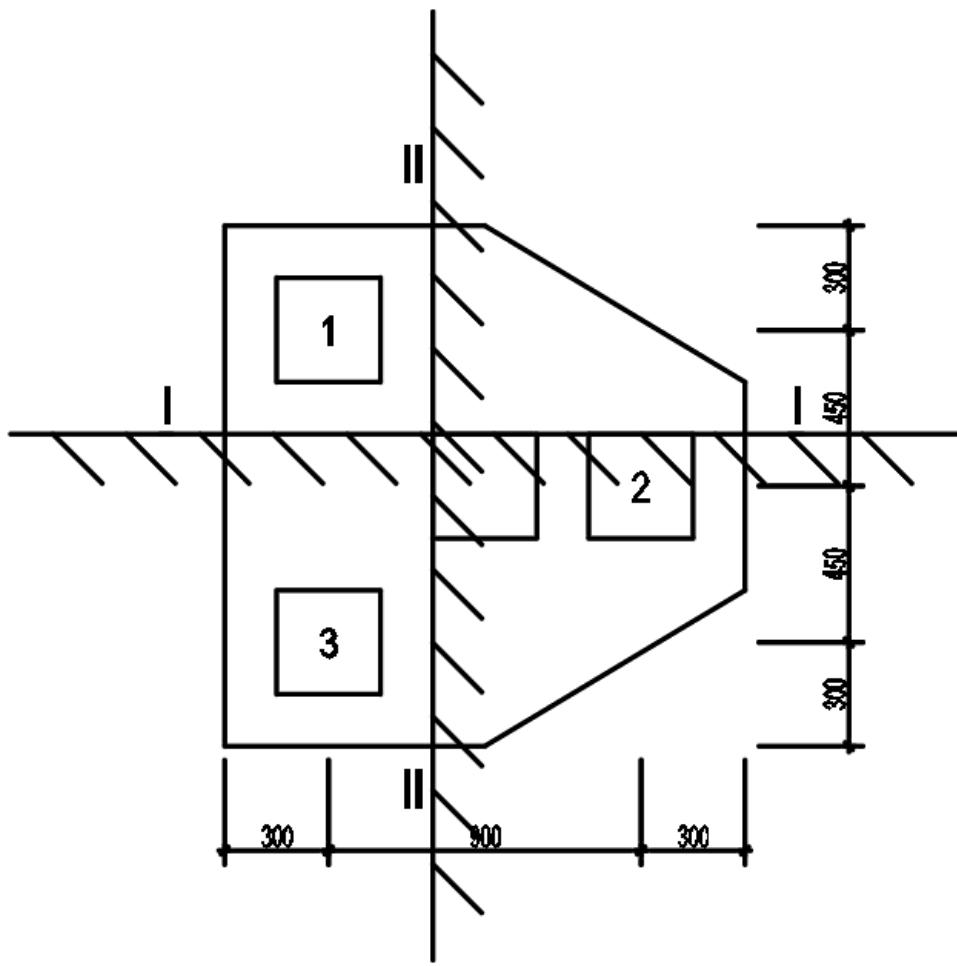
- d_i : khoảng cách từ tâm cọc thứ i đến mặt ngầm.
- P_i : phản lực đầu cọc thứ i, xét tổ hợp nguy hiểm nhất là N_{max} , M_{xtur} , M_{ytur} ,

Q_{xtur} , Q_{ytur}

Diện tích cốt thép tính theo công thức :

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

Tính cốt thép cho đài tại mặt ngầm I-I (tính thép cho phương X)



Hình 6.5. Sơ đồ tính thép đài móng M2

6.3.6.2. Tính toán cốt thép cho đài tại mặt ngầm I-I (tính thép cho phương X)

Moment theo phương Y do phản lực của 1 đầu cọc là:

$$M_y = \sum P_i l_i = 1P x_{max} l_1 = 1x 15,76 x 0,3 = 4,73 \text{ Tm}$$

Tính cốt thép:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{4,73}{0,9 \times 1450 \times 1,5 \times 0,23^2} = 0,0457$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 0,0468$$

Diện tích cốt thép được tính theo công thức:

$$A_s = \frac{\xi \cdot \gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_o}{R_s} = \frac{0,0468 \times 0,9 \times 1450 \times 1,5 \times 0,23}{28000} = 7,52 \text{ cm}^2$$

Chọn 8φ12a200 ($A_s = 9,04 \text{ cm}^2$).

6.3.6.3. Tính toán cốt thép cho đài tại mặt ngầm II-II (tính thép cho phương Y)

Moment theo phương X do phản lực 2 đầu cọc là:

$$M_y = \sum P_i l_i = 2Px_{max}l_1 = 2x 15,76 x 0,3 = 9,46 \text{ Tm}$$

Tính cốt thép:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{9,46}{0,9 \times 1450 \times 1,5 \times 0,23^2} = 0,0913$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 0,0959$$

Diện tích cốt thép được tính theo công thức:

$$A_s = \frac{\xi \cdot \gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_o}{R_s} = \frac{0,0959 \times 0,9 \times 1450 \times 1,5 \times 0,23}{28000} = 15,43 \text{ cm}^2$$

Chọn 11φ12a140 ($A_s = 12,43 \text{ cm}^2$).

6.4. thiết kế móng M2 tại cột biên C3

6.4.1. Xác định số lượng cọc

Xác định sơ bộ số lượng cọc: $n_c = \beta \cdot \frac{N_{tt}}{R_{c,d}}$

Trong đó:

N_{tt} : lực dọc tính toán tại chân cột

β : hệ số xét đến do moment, chọn $\beta = 1,2 \div 1,6$

$$n_c = (1,2 \div 1,6) \times \frac{29,07}{33,25} = (1,0 \div 1,4)$$

Vậy chọn $n_c = 2$ cọc để thiêng về an toàn và thỏa giá trị γ_k chọn trước.

6.4.2. Đài cọc

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

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

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

6.4.2.1. Sơ bộ chiều cao đài

Khi đáy tháp chọc thủng trùm hết cạnh ngoài các cọc biên theo cạnh dài có:

$$h_{2l} = \frac{l_d - l_c}{2} - C = \frac{1,5 - 0,3}{2} - (0,3 - \frac{0,3}{2}) = 0,45m$$

Tương tự khi đáy tháp chọc thủng trùm hết cạnh ngoài các cọc biên theo cạnh ngắn điều kiện là:

$$h_{2b} = \frac{b_d - b_c}{2} - C = \frac{1,5 - 0,3}{2} - (0,3 - \frac{0,3}{2}) = 0,45m$$

$$\Rightarrow h_2 = \max(h_{2l}; h_{2b}) = 0,45m$$

Chiều cao dài chọn sơ bộ:

$$H_d = h_1 + h_2 = 0,1 + 0,45 = 0,55m$$

Với h_1 là chiều sâu cọc ngầm vào đài

Độ sâu đáy đài $D_f = -1,5m$

6.4.2.2. Loại cọc và chiều sâu ép cọc

Chọn cọc 30x30 (cm), Bố trí 4Ø16

Chọn chiều sâu mũi cọc cắm vào lớp đất số 4 bằng 4m.

Do đó chiều sâu mũi cọc tính từ lớp đất tự nhiên:

$$L_{chon coc} = 21,4m.$$

Đoạn cọc ngầm vào đài: $L_{ngam} = 0,1m$

Chiều dài cọc (tính từ đáy đài đến mũi cọc) là:

$$L_{coc} = L_{chon coc} - h_{dai} = 21,4 - 0,55 = 19,9m.$$

Chiều dài thực tế của cọc: $L = L_{coc} + L_{ngam} = 19,9 + 0,1 = 20m$ (2 đoạn cọc 10m)

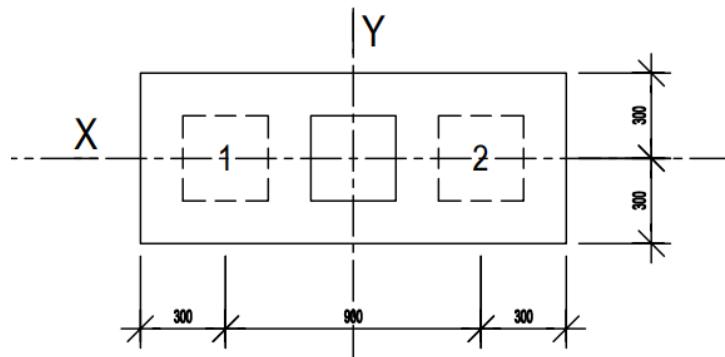
6.4.3. Bố trí cọc trong đài

Khoảng cách giữa các cọc theo phương X là: $3d = 0,9m$.

Khoảng cách giữa các cọc theo phương Y là: $3d = 0,9m$.

Khoảng cách giữa mép cọc tới mép ngoài của đài chọn là: $d/2 = 0,15m$

Mặt bằng bố trí cọc như hình vẽ:



Hình 6.6. Mặt bằng bố trí cọc móng M2

6.4.3.2. Kiểm tra lực dọc tác dụng lên từng cọc theo 7.1.11 TCVN 10304:2014

$$\text{Điều kiện kiểm tra: } \begin{cases} p_{\max} = N_{c,d} \leq \frac{\gamma_0}{\gamma_n} x R_{c,d} \\ p_{\min} \geq 0 \end{cases}$$

Trong đó:

- γ_0 là hệ số điều kiện làm việc, kể đến yếu tố tăng mức độ đồng nhất của nền đất khi sử dụng móng cọc, lấy bằng 1,15 trong móng nhiều cọc
- γ_n là hệ số tin cậy về tầm quan trọng của công trình, lấy bằng 1,15 tương ứng với tầm quan trọng của công trình cấp II.

Chiều cao đài được giả thiết ban đầu $h_d = 0,55m$

Trọng lượng tính toán của đài:

$$N_d = \gamma_{bt} \cdot F_d \cdot h_d = 0,6 \times 1,5 \times 0,55 = 1,2375T$$

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

6.4.3.3. Kiểm tra phản lực đáy cọc với tổ hợp N_{max} , M_{xtu} , M_{ytu} , Q_{xtu} , Q_{ytu}

$$\sum N^{tt} = |N_0^{tt} + N_d| = |29,07 + 1,2375| = 30,3115T$$

$$\sum M_x^{tt} = |0,55 + (-0,04) \times 0,55| = 0,527295 Tm$$

$$\sum M_y^{tt} = |0,14 + 0,62 \times 0,55| = 0,482285 Tm$$

Tải trọng tác dụng lên cọc:

Theo mục 7.1.13 TCVN 10304:2014 thì khi xác định giá trị tải trọng truyền lên cọc, cần xem móng cọc như kết cấu khung tiếp nhận tải trọng thẳng đứng, tải trọng ngang và mômen uốn.

Đối với móng dưới cột gồm các cọc thẳng đứng, có cùng tiết diện và độ sâu, liên kết với nhau bằng đài cứng, cho phép xác định giá trị tải trọng N_j truyền lên cọc thứ j trong móng theo công thức:

$$N_j = \frac{N}{n} + \frac{M_x y_j}{\sum_{i=1}^n y_i^2} + \frac{M_y x_j}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

Trong đó:

N là lực tập trung tính toán

M_x, M_y là mô men uốn, tương ứng với trực trọng tâm chính x, y mặt băng cọc tại cao trình đáy đó

n là số lượng cọc trong móng;

x_i, y_i là tọa độ tim cọc thứ i tại cao trình đáy đài;

x_j, y_j là tọa độ tim cọc thứ j cần tính toán tại cao trình đáy đài. (i trùng với j)

Bảng 6.9. Giá trị phản lực đầu cọc C3

Tên cọc	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2	P_i (T)
1	-0,45	0,00	0,20	0,00	14,62
2	0,45	0,00	0,20	0,00	15,69

$$\begin{cases} p_{max} = 15,69 T \leq \frac{1,15}{1,15} \cdot 33,25 = 33,25 \text{ T} \\ p_{min} = 14,62 T > 0 \end{cases}$$

Vậy tải trọng tác dụng lên cọc đều thoả

6.4.3.4. Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp các tổ hợp còn lại

Bảng 6.10. Giá trị phản lực đầu cọc C3 các trường hợp còn lại

Tên cọc	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2	Pi (T)			
					Mymax	P_i [T] Mxmax	Qymax	Qxmax
1	-0,45	0,00	0,20	0,00	14,22	13,69	13,89	13,89
2	0,45	0,00	0,20	0,00	16,10	16,62	16,42	16,42

Bảng 6.11. Vậy tải trọng tác dụng lên cọc đều thoả

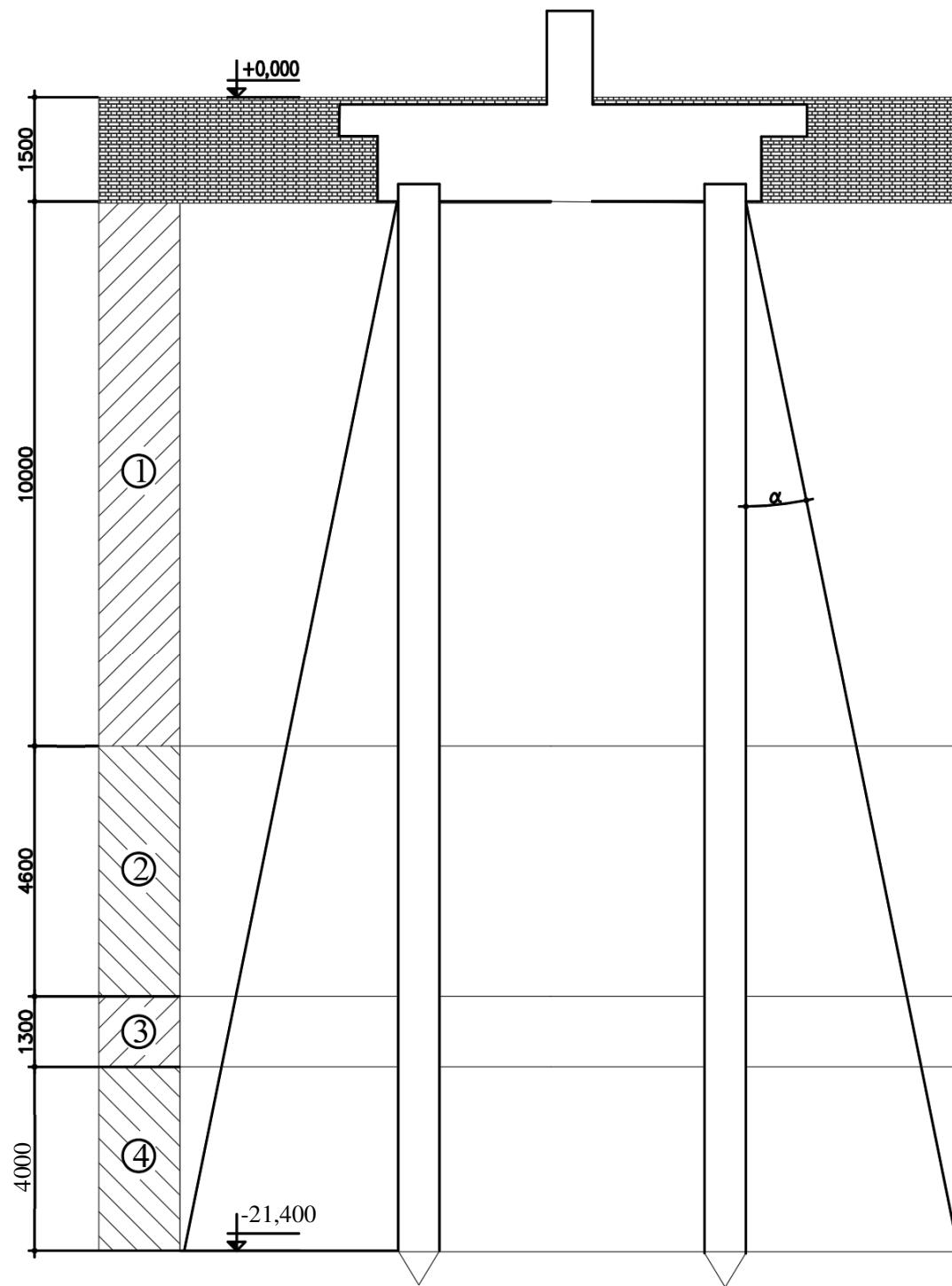
Kết luận:

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

Không có cọc nào trong móng chịu nhổ. Kiểm tra nền dưới đáy khói móng quy ước

6.4.3.5. Kích thước khói móng quy ước

Theo **mục 7.4.4 TCVN 10304:2014**, quy định ranh giới của khói móng quy ước khi cọc xuyên qua lớp đất yếu và tựa vào lớp đất cứng như được xác định như sau:



Hình 6.7. Sơ đồ khối xác định khối móng quy ước

$$\alpha = \frac{\sum \varphi_{tb}}{4} = 2^0 15'$$

Diện tích khối móng quy ước được tính theo công thức: $A_{qu} = L_{qu} \cdot B_{qu}$

Trong đó :

$$B_{qu} = 0,3 + 2 \times 19,9 \times \tan(2^0 15') = 1,86 \text{ m}$$

$$L_{qu} = 1,2 + 2 \times 19,9 \times \tan(2^0 15') = 2,76 \text{ m}$$

$$A_{qu} = 1,86 \times 2,76 = 5,16 \text{ m}^2$$

6.4.3.6. Trọng lượng khối móng quy ước

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

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

$$G_1 = 0,6 \times 1,5 \times 0,55 \times 2,5 + (5,16 - 0,6 \times 1,5) \times 1,5 \times 2$$

$$G_1 = 15,47 \text{ T}$$

Trọng lượng cọc trong khối móng quy ước:

$$G_2 = n_c \cdot A_c \cdot L_c \cdot \gamma_{bt} = 2 \times 0,09 \times 19,9 \times 2,5 = 8,96 \text{ T}$$

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

$$G_3 = A_{qu} \sum \gamma_i h_i = 5,16 \times 37,55 = 186,85 \text{ T}$$

Trọng lượng khối móng quy ước:

$$G = G_1 + G_2 + G_3 = 211,27 \text{ T}$$

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

Tải trọng quy về đáy khối móng quy ước:

$$N_{qu}^{tc} = 30,3115 + 211,27 = 240,34 \text{ T}$$

$$\sum M_{xqu}^{tc} = \frac{M_x^{tt}}{1,15} = 0,46 \text{ Tm}$$

$$\sum M_{yqu}^{tc} = \frac{M_y^{tt}}{1,15} = 0,42 \text{ Tm}$$

Momen chống uốn của móng khối quy ước

$$W_x = \frac{L_{qu} B_{qu}^2}{6} = \frac{2,76 \times 1,86^2}{6} = 1,60 \text{ m}^3$$

$$W_y = \frac{B_{qu}L_{qu}^2}{6} = \frac{6x6^2}{6} = 2,38 m^3$$

Cường độ tính toán của đất dưới đáy khối móng quy ước theo điều 4.6.9 TCVN 9362 - 2012

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

Trong đó:

– k_{tc} hệ số độ tin cậy, $k_{tc} = 1,1$ vì các đặc trưng tính toán lấy trực tiếp từ các bảng thống kê

– $m_1 = 1,4$ – hệ số điều kiện làm việc của đất nền - đối với đất cát lầy $m_1 = 1,4$

– $m_2 = 1,0$ – hệ số điều kiện làm việc của công trình tác động qua lại với đất nền

– $\gamma_{II} = 1,01 \text{ T/m}^3$ là giá trị trung bình của trọng lượng thể tích lớp đất đáy dài

– $\gamma_{II}' = 0,87 \text{ T/m}^3$ là giá trị trung bình của trọng lượng thể tích các lớp đất trên đáy:

– $C_{II} = C^{tc} = 2,75 \text{ T/m}^2$ là trị tính toán của lực dính đơn vị lớp đất đáy dài

Tra bảng 14 TCVN 9362 - 2012 với $\varphi^{tc} = \varphi_{II} = 9,67$ ta được các hệ số sức chịu tải A, B, D:

$$A = 0,17; B = 1,7; D = 4,1$$

Cường độ tiêu chuẩn của đất dưới dài:

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

$$\begin{aligned} R_{II}^{tt} &= \frac{1,4 \times 1}{1,1} (0,17 \times 1,86 \times 1,01 + 1,7 \times 19,9 \times 0,87 + 4,1 \times 2,75) \\ &= 52,25 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

Ứng suất dưới đáy khối móng quy ước:

$$p_{tb}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} = \frac{240,34}{5,16} = 46,61 \text{ T/m}^2$$

$$p_{max}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} + \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} + \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} = \frac{240,34}{5,16} + \frac{0,46}{1,60} + \frac{0,42}{2,38}$$

$$p_{max}^{tc} = 47,08 \text{ T/m}^2$$

$$p_{min}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} - \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} - \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} = \frac{240,34}{5,16} - \frac{0,46}{1,60} - \frac{0,42}{2,38}$$

$$p_{min}^{tc} = 46,15 \text{ T/m}^2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} p_{tb}^{tc} = 46,61 \text{ T/m}^2 < R_{II}^{tt} = 52,25 \text{ T/m}^2 \\ p_{max}^{tc} = 47,08 \text{ T/m}^2 < 1,2R_{II}^{tt} = 62,70 \text{ T/m}^2 \\ p_{min}^{tc} = 46,15 \text{ T/m}^2 > 0 \end{cases}$$

Vậy điều kiện đất nền được thoả mãn.

Do đó lớp đất dưới đáy móng có thể coi là làm việc đàn hồi và có thể tính toán được độ lún của nền theo quan niệm nền biến dạng tuyến tính. Trường hợp này nền từ chân cọc trở xuống có chiều dày tương đối lớn, đáy của khối quy ước có diện tích bé nên ta dùng mô hình nền là bán không gian biến dạng tuyến tính và tính toán độ lún của nền theo phương pháp cộng lún từng lớp tuyến tính và tính toán độ lún của nền theo phương pháp cộng lún từng lớp.

6.4.4. Kiểm tra độ lún khối móng quy ước

Bảng 6.12. Độ lún của móng cọc trong trường hợp này được xem độ lún của móng khối quy ước.

Lớp đất	Bè dày hi	γ_i	Ứng suất bùn thân σbt
	m	T/m ³	T/m ²
1	10	1,74	17,40
2	4,6	2,05	9,43
3	1,3	2,06	2,68
4	4	2,01	8,04
Mũi cọc			37,55

Ứng suất gây lún tại đáy khối móng quy ước

$$\sigma_{z=0}^{gl} = p_{tb}^{tc} - \sigma^{bt} = 46,61 - 37,55 = 9,06 \text{ T/m}^2$$

Chia đất nền dưới đáy khối móng quy ước thành các lớp bằng nhau, chọn h = 1,5 m. Xét 1 điểm thuộc trực qua tâm móng có độ sâu z kể từ đáy móng khối quy ước. Khi đó ứng suất do tải trọng ngoài gây ra được xác định theo công thức.

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

Bảng 6.13. Tính lún cho móng

Điểm	z(m)	z/b	L _{qu} /B _{qu}	K ₀	σ_z^{gl} T/m ²	σ_z^{bt} T/m ²	$\frac{\sigma_z^{gl}}{\sigma_z^{bt}}$	E T/m ²	S _i cm
1,00	0,00	0,00	1,00	1,00	9,27	37,55	0,25		
2,00	0,69	0,25		0,92	8,53	38,93	0,22	544,68	0,90
3,00	1,38	0,50		0,71	6,54	41,71	0,16	544,68	0,76
4,00	2,07	0,75		0,49	4,55	45,87	0,10	544,68	0,56

5,00	2,76	1,00		0,34	3,16	51,42	0,06	544,68	0,39
6,00	3,45	1,25		0,25	2,28	58,35	0,04	544,68	0,28
7,00	4,14	1,50		0,18	1,68	66,67	0,03	544,68	0,20
8,00	4,83	1,75		0,14	1,28	76,38	0,02	544,68	0,15
9,00	5,52	2,00		0,11	1,02	87,48	0,01	544,68	0,12
10,00	6,21	2,25		0,09	0,82	99,96	0,01	544,68	0,09
11,00	6,90	2,50		0,08	0,70	113,83	0,01	544,68	0,08
12,00	7,59	2,75		0,06	0,58	129,08	0,00	544,68	0,06
								Tổng:	3,59

Giới hạn nền lấy đến điểm 12 ở độ sâu 7,59m kể từ đáy khồi quy ước.

Độ lún của nền $S = 3,59\text{cm} < S_{gh} = 8\text{cm}$

➔ Thỏa mãn điều kiện độ lún tuyệt đối giới hạn

6.4.5. Kiểm tra điều kiện xuyên thủng

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

Lực gây chọc thủng cho đài là tổng phản lực đầu cọc nằm ngoài tháp chọc thủng

Tháp chọc thủng xuất phát từ mép cột và mở rộng về phía dưới một góc 45 độ.

Kích thước đáy tháp chống thủng.

$$B_{ct} = b_c + 2.h_0 = 0,3 + 2 \times 0,45 = 1,2\text{m}$$

$$L_{ct} = l_c + 2.h_0 = 0,3 + 2 \times 0,45 = 1,24\text{m}$$

b_c, l_c là chiều dài và chiều rộng của cột

h_0 là kích thước từ mặt trên của đài đến vị trí cọc neo vào đài.

Điều kiện chọc thủng: $N_t \leq F_{ext} = \alpha_t R_{bt} u_m h_0$

Trong đó:

– N_t : lực gây xuyên thủng:

– $N_t = N_{max}$

– F_{ext} : khả năng chống xuyên thủng

– α_t : hệ số, với bê tông nặng $\alpha_t = 1$

– u_m : giá trị trung bình của chu vi đáy trên và đáy dưới tháp nén thủng hình thành khi bị nén thủng trong phạm vi chiều cao làm việc của tiết diện.

$$- u_m = \frac{2.(b_c + h_c) + 2.(B_{ct} + L_{ct})}{2} = 3\text{ m}$$

– R_{bt} : cường độ chịu kéo tính toán của bê tông, bê tông B25 có $R_{bt} = 75\text{T/m}^2$

$$\Rightarrow N_t = 29,07 \text{ T} \leq F_{cxt} = \alpha_t R_{bt} u_m h_0 = 1x75x3x0,45 = 101,25 \text{ T} \quad (\text{thỏa điều kiện})$$

6.4.6. Tính toán cốt thép cho đài cọc

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

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

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

Trong đó:

– d_i : khoảng cách từ tâm cọc thứ i đến mặt ngầm.

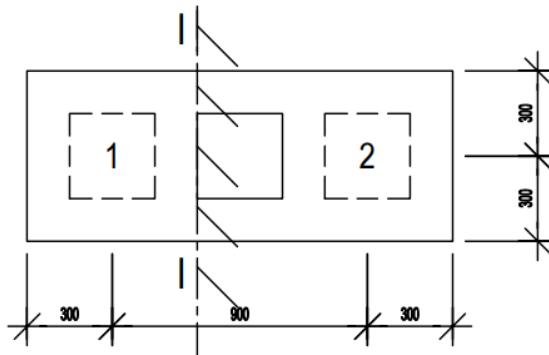
– P_i : phản lực đầu cọc thứ i, xét tổ hợp nguy hiểm nhất là N_{max} , M_{xtu} , M_{ytu} ,

Q_{xtu} , Q_{ytu}

Diện tích cốt thép tính theo công thức :

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

Tính cốt thép cho đài tại mặt ngầm I-I (tính thép cho phương X)



Hình 6.8. Sơ đồ tính thép đài móng M2

6.4.6.2. Tính toán cốt thép cho đài tại mặt ngầm I-I (tính thép cho phương X)

Moment theo phương Y do phản lực của 1 đầu cọc là:

$$M_y = \sum P_i l_i = 1P_{x_{max}} l_1 = 1x 15,69 x 0,3 = 4,71 \text{ Tm}$$

Tính cốt thép:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{4,71}{0,9 \times 1450 \times 1,5 \times 0,45^2} = 0,0119$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 0,0119$$

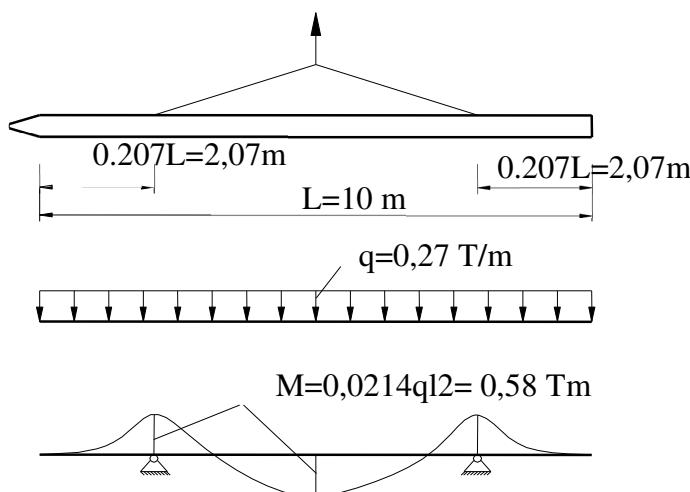
Diện tích cốt thép được tính theo công thức:

$$A_s = \frac{\xi \cdot \gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_o}{R_s} = \frac{0,0119 \times 0,9 \times 1450 \times 1,5 \times 0,45}{28000} = 3,76 \text{ cm}^2$$

Chọn 8φ12a200 (A_s = 9,04 cm²).

6.5. Kiểm tra cọc trong quá trình cẩu lắp

6.5.1.1. Trong quá trình vận chuyển



Để moment cực đại xuất hiện trên cọc đạt giá trị nhỏ nhất thì moment lớn nhất xuất hiện trên ở consol và ở nhịp phải bằng nhau. Do đó, bố trí móng cầu cách đỉnh cọc 1 đoạn 0,207L ≈ 2,07m

Tải trọng phân bố đều tác dụng lên cọc khi vận chuyển lắp dựng chính là tải trọng bản thân của cọc:

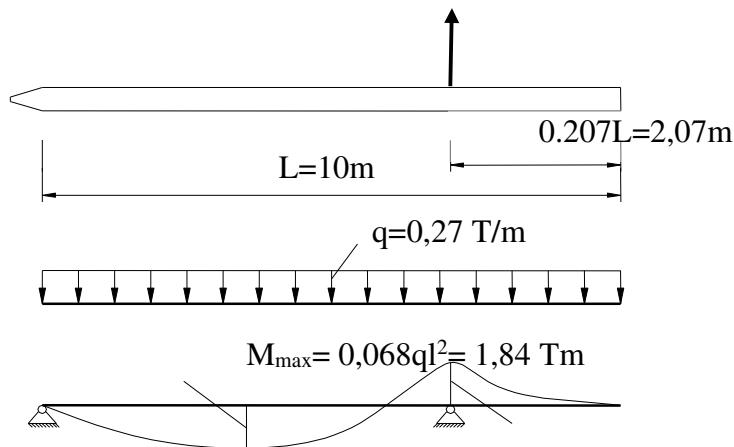
$$q = n \times q' = 1,2 \times \gamma_{bt} \times A_c = 1,2 \times 2,5 \times 0,3 \times 0,3 = 0,27 \text{ T/m}$$

Moment uốn lớn nhất tại điểm giữa cọc và móng cầu:

$$M = 0,0214 \times q \times L_c^2 = 0,0214 \times 0,27 \times 10^2 = 0,58 \text{ Tm}$$

6.5.1.2. Trong quá trình lắp dựng

Kiểm tra lại moment trong cọc ứng với trường hợp 1 móng cầu, với móng cầu được bố trí tại vị trí móng cầu của trường hợp trên cách đỉnh cọc 1 đoạn $0,207L \approx 2,07m$



Moment uốn lớn nhất tại nhịp:

$$M_{\max} = 0,068 \times q \times L_c^2 = 1,84 \text{ Tm}$$

Nhận xét:

Moment lớn nhất xuất hiện trong trường hợp cầu lắp có bệ đỡ (cầu 1 móng).

Khi tính thép, dùng giá trị moment lớn nhất này để thiết kế cho cả 2 trường hợp.

Kiểm tra cốt thép dọc

Để đảm bảo cho cọc chịu được tải trọng động khi vận chuyển và cầu lắp, lấy hệ số vượt tải bằng 1,2

Chọn bê tông bê tông bảo vệ cốt dọc là 3 cm, tính diện tích thép cần thiết:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{1,2 \times 0,58}{1450 \times 0,3 \times 0,27^2} = 0,27$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,072073681$$

$$\zeta = 1 - 0,5\xi = 0,96$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \gamma h_0} = \frac{1,2 \times 40 \times 10^6}{28000 \times 0,96 \times 0,27} = 3,04 \text{ cm}^2 < 4\phi 16 (8,04 \text{ cm}^2)$$

→ Vậy cọc đảm bảo khả năng chịu kéo khi vận chuyển và cầu lắp

Cốt đai vây chọn đai $\Phi 6$

6.5.1.3. Tính thép làm móng cầu

Tải trọng cọc tác dụng vào móng cầu:

$$N = \frac{ql}{2} = \frac{0,27 \times 10}{2} = 1,35\text{T}$$

Thép móc cầu:

$$A_s = \frac{nN}{R_s} = \frac{1,2 \times 1,35}{28000} = 0,58 \text{ cm}^2$$

→ Chọn 1φ16 (2,01 cm²)