

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



LUẬN VĂN TỐT NGHIỆP ĐẠI HỌC

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

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 CẦN THƠ
KHOA CÔNG NGHỆ



LUẬN VĂN TỐT NGHIỆP ĐẠI HỌC

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

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 01 tháng 06 năm 2021

Sinh viên thực hiện

MỤC LỤC

CHƯƠNG 1. 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 vê 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
1.1.4.1. Giải pháp mặt đứng	5
1.1.4.2. Giải pháp hình khối.....	6
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
1.3 Giải pháp thông thoáng và chiếu sáng	6
1.3.1. Hệ thống điều hòa và thông gió	6
1.3.2. Hệ thống chiếu sáng	6
1.4 Giải pháp về cấp điện và máy lạnh	7
1.5 Giải pháp cấp - thoát nước và phòng hỏa cho công trình	7
1.5.1. Hệ thống cấp nước	7
1.5.2. Hệ thống thoát nước	7
1.6 Địa điểm và đặc điểm nơi xây dựng công trình.....	7
1.6.1. Địa điểm	7
1.6.2. Đặc điểm khí hậu	7
1.6.3. Đặc điểm địa chất công trình và địa chất thủy văn	8
1.6.4. Đặc điểm địa hình địa vật nơi xây dựng công trình.....	8
CHƯƠNG 2. Tiêu chuẩn và tải trọng thiết kế	9
2.1 Vật liệu	9
2.1.1. Yêu cầu về vật liệu sử dụng cho công trình.....	9
2.1.2. Bê tông (theo TCVN 5574 - 2012)	9
2.1.3. Cốt thép (theo TCVN 5574 - 2012)	9
2.1.4. Vật liệu khác	10
2.2 Tiêu chuẩn tính toán.....	10

2.3 Tải trọng tính toán.....	10
2.3.1. Tĩnh tải	10
2.3.1.1. Trọng lượng bản thân sàn	10
2.3.1.2. Tải trọng thường xuyên do tường xây	11
2.3.2. Hoạt tải	13
2.4 Cơ sở tính toán kết cấu.....	15
2.5 Phương pháp tính toán	15
2.5.1. Chọn kích thước sơ bộ cho sàn	15
2.5.2. Chọn kích thước sơ bộ cho đầm	15
2.5.2.1. Đầm chính	15
2.5.2.2. Đầm phụ	16
CHƯƠNG 3. Tính toán và cấu tạo sàn tầng điển hình bằng phương pháp tra ô bảng đơn	17
3.1 Vị trí, đặc điểm, kích thước và các cấu kiện chính	17
3.2 Phân chia các ô sàn và xác định các vị trí đà phụ, đà chính	17
3.3 Tính thép sàn	18
3.3.1. Bản sàn 1 phương.....	18
3.3.1.1. Bản đầm	18
3.3.1.2. Nội lực sàn	19
3.3.2. Bản sàn 2 phương.....	21
3.3.2.2. Xác định nội lực bản sàn.....	21
3.3.2.3. Tính toán sàn 2 phương S1	22
3.3.2.4. Tính thép và bố trí thép	22
CHƯƠNG 4. Tính toán và cấu tạo cầu thang bộ tầng 2	28
4.1 Vị trí, đặc điểm, kích thước	28
4.2 Sơ bộ tiết diện cấu kiện	29
4.3 Tính toán và cấu tạo bâng thang	29
4.3.1. Tải trọng	29
4.3.1.1. Tĩnh tải	29
4.3.1.2. Hoạt tải	31
4.3.2. Sơ đồ tính toán	32
4.3.3. Tính vé 1	32
4.3.4. Tính vé 2	35

4.3.5. Tính véc 3	35
4.4 Tính dầm chiểu nghỉ D1.....	39
4.4.1. Đoạn AB	39
4.4.2. Đoạn BC.....	40
4.4.3. Đoạn CD	40
4.4.4. Sơ đồ tính	40
4.4.5. Tính cốt thép	42
4.4.6. Tính cốt đai	43
CHƯƠNG 5. Tính toán và cấu tạo khung trục 2 & C.....	45
5.1 Giới thiệu về vị trí, đặc điểm, kích thước và các cấu kiện chính của khung	45
5.1.1. Chọn vật liệu sử dụng	45
5.2 Chọn sơ bộ kích thước tiết diện	45
5.2.1. Chọn sơ bộ kích thước cột	46
5.2.1.1. Cột giữa tầng trệt.....	47
5.2.1.2. Cột biên tầng trệt.....	48
5.3 Dự kiến các lớp cấu tạo và sơ bộ chọn tiết diện các cấu kiện.....	49
5.3.1. Xác định các loại tải trọng và tác động lên khung.....	49
5.3.1.1. Tải trọng thường xuyên (tĩnh tải).....	50
5.3.1.2. Tải trọng tạm thời (hoạt tải).....	50
5.3.1.3. Tĩnh tải tác dụng lên sàn	51
5.3.1.4. Hoạt tải tác dụng lên sàn	52
5.3.1.5. Tải trọng gió.....	53
5.3.2. Các trường hợp chất hoạt tải nguy hiểm lên khung tính toán.....	58
5.3.3. Tổ hợp tải trọng và tác động, xác định nội lực nguy hiểm cho đà, cho cột.....	63
5.4 Tính toán và cấu tạo tiết diện cấu kiện dầm, cột.....	65
5.4.1. tính toán khung trục C.....	65
5.4.1.1. Tính toán cột đai diện 156	67
5.4.1.2. Tính dầm khung trục 2	73
5.4.2. Tính toán khung trục 2	80
5.4.2.1. Tính toán cột đai diện 152	82
5.4.2.2. Tính dầm khung trục 2	87

CHƯƠNG 6. Thiết kế móng khung trực 3	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.....	96
6.1.4. Điều kiện địa chất thủy văn tại nơi xây dựng công trình.....	97
6.2 Móng cọc ép bê tông cốt thép	97
6.2.1. giới thiệu sơ lược về cọc ép	97
6.2.1.1. Đặc điểm	97
6.2.2. Tải trọng tính toán (thành phần lực dọc cộng thêm tải tác dụng sàn tầng hầm).....	98
6.2.3. Tải trọng tiêu chuẩn (thành phần lực dọc cộng thêm tải tác dụng sàn tầng hầm).....	98
6.3 thiết kế móng M1 tại cột biên C25.....	98
6.3.1. Đài cọc	99
6.3.1.1. Loại cọc và chiều sâu ép cọc.....	99
6.3.2. Xác định sức chịu tải của cọc ép bê tông cốt thép	99
6.3.2.1. Sức chịu tải của cọc theo vật liệu.....	99
6.3.2.2. Sức chịu tải của cọc $R_{c,u}$ theo các chỉ tiêu cơ lý đất, đá (mục 7.2 TCVN 10304:2014)	99
6.3.2.3. Sức chịu tải của cọc $R_{c,u}$ theo các chỉ tiêu cường độ của đất nền (Phụ lục G2 TCVN 10304:2014)	101
6.3.2.4. Kết luận xác định sức chịu tải.....	104
6.3.3. Xác định số lượng cọc.....	104
6.3.4. Bố trí cọc trong đài.....	104
6.3.4.2. kiểm tra lực dọc tác dụng lên từng cọc theo 7.1.11 TCVN 10304:2014.....	105
6.3.4.3. Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp N_{max} , M_{xtu} , M_{ytu} , Q_{xtu} , Q_{ytu}	106
6.3.4.4. Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp các tổ hợp còn lại	107
6.3.4.5. Kích thước khối móng quy ước	108
6.3.4.6. Trọng lượng khối móng quy ước	109
6.3.4.7. Kiểm tra điều kiện làm việc đàn hồi của các lớp đất dưới móng khối quy ước.....	109

6.3.5. Kiểm tra độ lún khói móng quy ước	111
6.3.6. Kiểm tra điều kiện xuyên thủng.....	112
6.3.7. Tính toán cốt thép cho đài cọc	114
6.3.7.2. Tính toán cốt thép cho đài tại mặt ngầm I-I (tính thép cho phương X)	115
6.3.7.3. Tính toán cốt thép cho đài tại mặt ngầm II-II (tính thép cho phương Y)	116
6.4 thiết kế móng M2 tại cột giữa C10	116
6.4.1. Xác định số lượng cọc.....	116
6.4.2. Bố trí cọc trong đài.....	116
6.4.3. kiểm tra lực dọc tác dụng lên từng cọc theo mục 7.1.11 TCVN 10304:2014.....	117
6.4.3.1. Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp N_{max} , M_{xtu} , M_{ytu} , Q_{xtu} , Q_{ytu}	117
6.4.3.2. Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp các tổ hợp còn lại	118
6.4.4. Kiểm tra nền dưới đáy khói móng quy ước	119
6.4.4.1. Kích thước khói móng quy ước theo 7.4.4 TCVN 10304:2014	119
6.4.4.2. Trọng lượng khói móng quy ước	120
6.4.4.3. Kiểm tra điều kiện làm việc đàn hồi của các lớp đất dưới móng khói quy ước.....	120
6.4.5. Kiểm tra độ lún khói móng quy ước	121
6.4.6. Kiểm tra điều kiện xuyên thủng.....	123
6.4.7. Tính toán cốt thép cho đài cọc	124
6.4.7.2. Tính cốt thép cho đài tại mặt ngầm I-I (tính thép cho phương X)	125
6.4.7.3. Tính cốt thép cho đài tại mặt ngầm II-II (tính thép cho phương Y).....	125
6.4.8. Kiểm tra cọc trong quá trình cầu lắp.....	126
6.4.8.1. Trong quá trình vận chuyển	126
6.4.8.2. Trong quá trình lắp dựng	126
6.4.8.3. Tính thép làm móc cầu:.....	127

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	12
Hình 2.2. Sàn hành lang	13
Hình 2.3. Sàn nhà vệ sinh	13
Hình 3.1. Mặt bằng kiến trúc điển hình	17
Hình 3.2. Mặt bằng ô sàn tầng 2	18
Hình 3.3. Bản loại dầm	18
Hình 3.4. Bản sàn 2 phương.....	21
Hình 4.1. Mặt bằng cầu thang tầng 2	28
Hình 4.2. Mặt cắt cấu tạo bản thang	30
Hình 4.3. Sơ đồ tính toán	32
Hình 4.4. Mặt bằng bố trí thép cầu thang	38
Hình 4.5. Mặt cắt bố trí thép cầu thang.....	39
Hình 4.6. Sơ đồ tính dầm chiêu nghỉ D1	41
Hình 4.7. Bố trí cốt thép dầm chiêu nghỉ D1	44
Hình 5.1. Gió X	55
Hình 5.2. Gió –X	56
Hình 5.3. Gió Y	57
Hình 5.4. Gió –Y	58
Hình 5.5. HT1 – Hoạt tải chất đầy	59
Hình 5.6. HT2 – cách nhịp cách nhịp cách tầng phương X	60
Hình 5.7. HT3 – Hoạt tải cách nhịp cách tầng phương Y	61
Hình 5.8. HT4 – hoạt tải liền nhịp cách tầng phương X	62
Hình 5.9. HT5 – hoạt tải liền nhịp cách tầng phương Y	63
Hình 5.10. Kí hiệu cột.....	65
Hình 5.11. Lực dọc N (T)	66
Hình 5.12. Moment M 2-2 (T.m)	66
Hình 5.13. Moment M 3-3 (T.m)	67
Hình 5.14. Kí hiệu cột.....	80

Hình 5.15. Moment M 2-2 (kN.m).....	81
Hình 5.16. Moment M 3-3 (kN.m).....	82
Hình 6.1. Trụ địa chất và các lớp đất của hố khoan.....	96
Hình 6.2. Mặt bằng bố trí cọc móng M1.....	105
Hình 6.3. Tháp chọc thủng móng M1	114
Hình 6.4. Sơ đồ tính thép đài móng M1.....	115
Hình 6.5. Mặt bằng bố trí cọc móng M2.....	117
Hình 6.6. Sơ đồ xác định khối móng quy ước	119
Hình 6.7. Tháp chọc thủng móng M2	124
Hình 6.8. Sơ đồ tính thép đài móng M2.....	125

MỤC LỤC BẢNG

Bảng 2.1. Trọng lượng bản thân sàn phòng làm việc, hành lang.....	10
Bảng 2.2. Trọng lượng bản thân khu vệ sinh	11
Bảng 2.3. Tải tường qui về phân bố đều trên sàn S1A	11
Bảng 2.4. Tải tường qui về phân bố đều trên sàn S3	12
Bảng 2.5. Hoạt tải theo bảng 3 TCVN 2737-1995	13
Bảng 3.1. Bảng tính và bố trí thép sàn 1 phương.....	20
Bảng 3.2. Bảng tính moment của sàn hai phương lầu 2	25
Bảng 3.3. Bảng tính và bố trí thép sàn.....	26
Bảng 4.1. Kết quả tính toán cốt thép bản thang vế 1	35
Bảng 4.2. Kết quả tính toán cốt thép bản thang vế 3	38
Bảng 4.3. Kết quả tính toán cốt thép dầm chiêu nghi D1	43
Bảng 5.1. Bảng Tải tường qui về phân bố đều trên sàn nhà vệ sinh.....	52
Bảng 5.2. Bảng tổ hợp tải trọng	64
Bảng 5.3. Bảng tính thép cột khung trực C.....	71
Bảng 5.4. Bảng tính thép dầm khung trực C.....	77
Bảng 5.5. Bảng tính thép cột khung trực 2	86
Bảng 5.6. Bảng tính thép dầm khung trực C.....	91
Bảng 6.1. Chỉ tiêu cơ lý các lớp đất.....	94
Bảng 6.2. Tổ hợp tải trọng tính nguy hiểm nhất để tính toán cho móng khung trực 3.toán tại chân cột biên khung trực	98
Bảng 6.3. Tổ hợp tải trọng tính toán tại chân cột giữa khung trực 3	98
Bảng 6.4. Tính toán cường độ sức kháng trung bình trên thân cọc	100
Bảng 6.5. Tính toán cường độ sức kháng trung bình trên thân cọc	103
Bảng 6.6. Giá trị phản lực đầu cọc.....	106
Bảng 6.7. Độ lún của móng cọc trong trường hợp này được xem độ lún của móng khối quy ước.....	111
Bảng 6.8. Phân bố ứng suất trong khối móng quy ước.....	111
Bảng 6.9. Kết quả tính lún của khối móng quy ước	112
Bảng 6.10. Độ lún của móng cọc trong trường hợp này được xem là độ lún của khối móng quy ước.....	121
Bảng 6.11. Phân bố ứng suất trong khối móng quy ước.....	122

CHƯƠNG 1. TỔNG QUAN VỀ KIẾN TRÚC CÔNG TRÌNH

1.1 Đặc điểm kiến trúc công trình

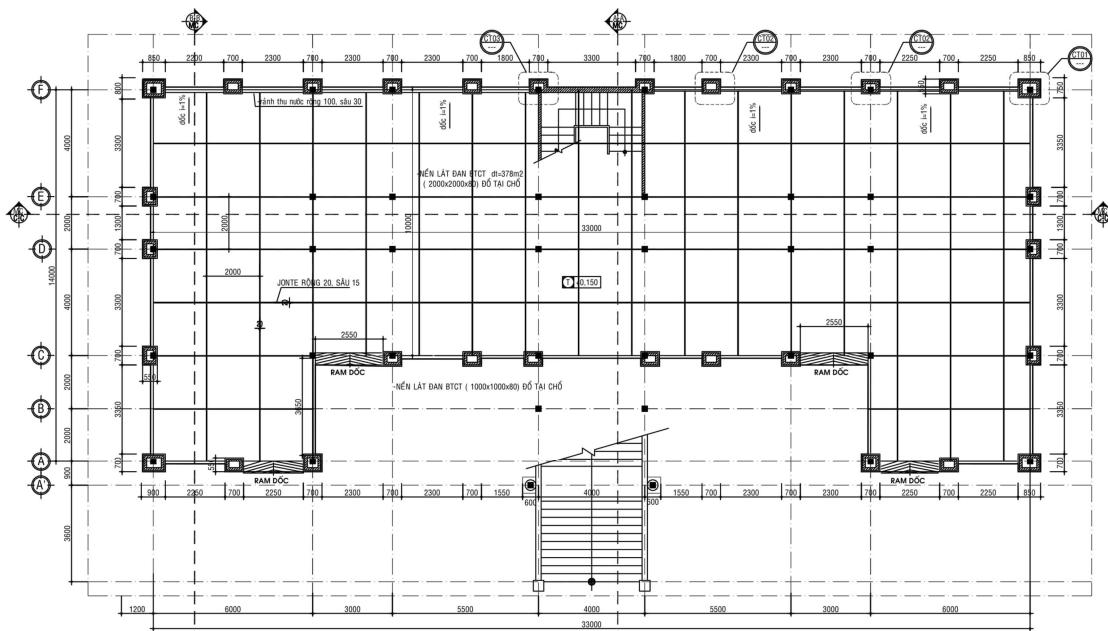
1.1.1. Hình dạng, kích thước mặt bằng công trình

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.

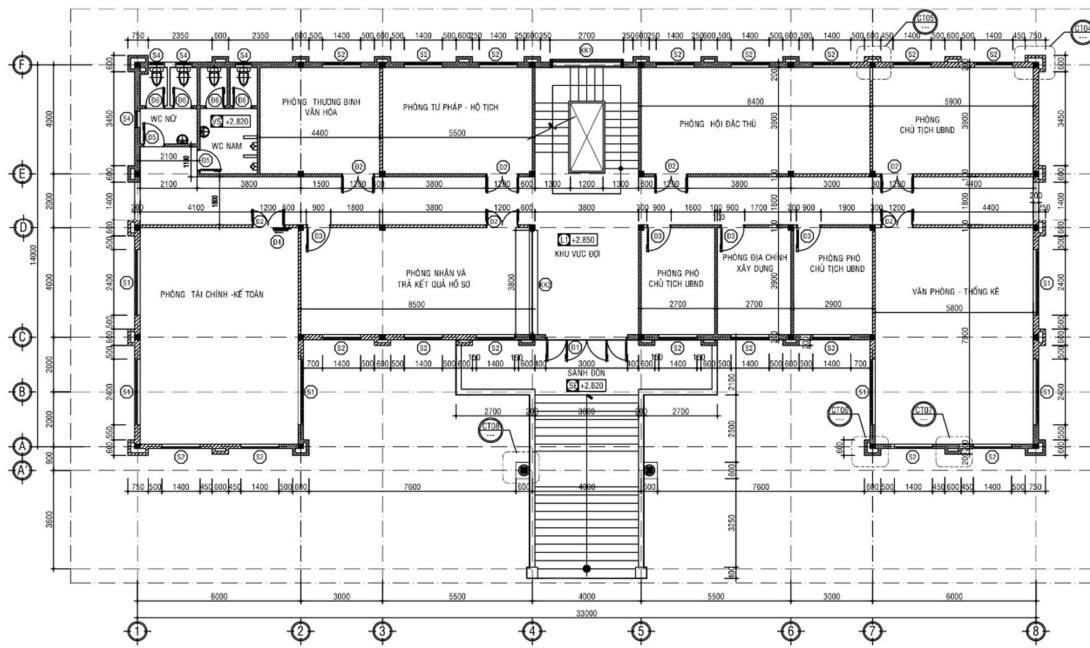
Công trình có 1 tầng trệt, 2 tầng lầu. Đặc điểm công trình:

- Công trình dân dụng cấp 3: $S_{sàn} < 5000m^2$.
 - Diện tích xây dựng $435,7m^2$
 - + Tổng diện tích $S = 814,3m^2$ (tầng trệt: $S = 435,7 m^2$, lầu 1: $S = 378,6 m^2$).
 - + Chiều cao nền tầng trệt $3,6m$, chiều cao công trình $13,35m$ (sàn lầu 1: $3,6m$, trần lầu 2: $3,6m$, mái $3,3m$).
 - + Toàn bộ tường bó nền và tường bao che bên ngoài sử dụng gạch đất sét nung d200, 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.

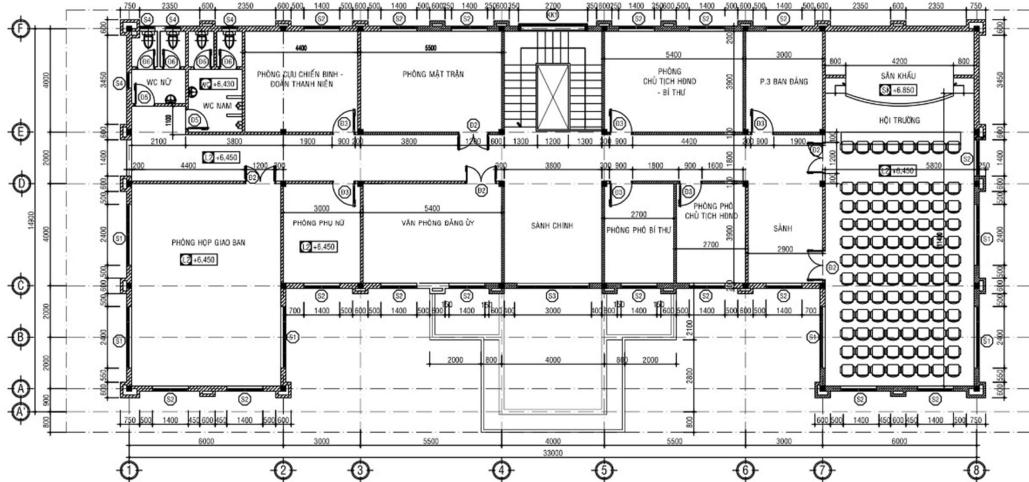


Hình 1.1. Mặt bằng tầng trệt

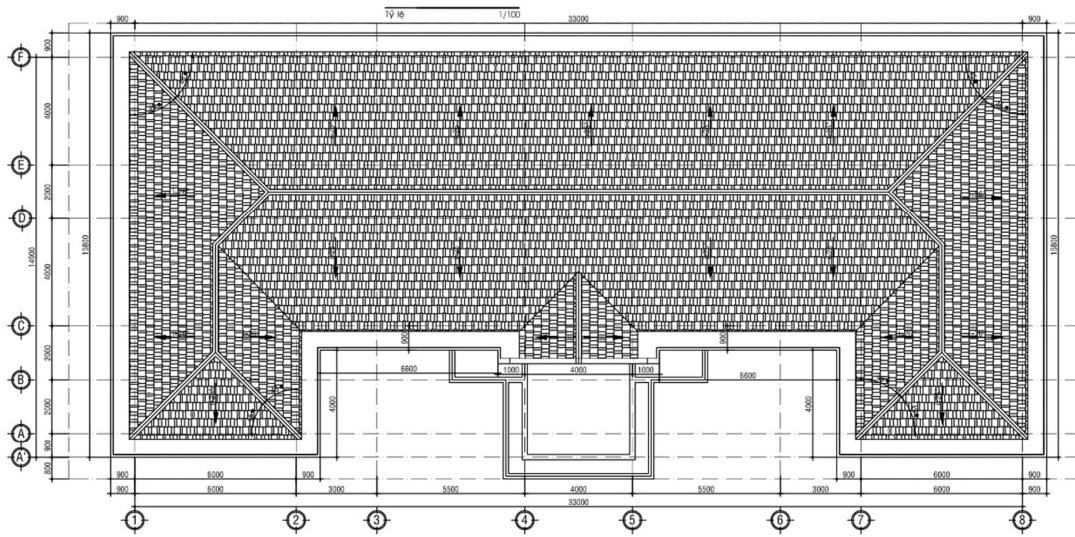
CHƯƠNG 1. Tổng quan về kiến trúc công trình



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 láng vữa xi măng mác 100 dày 30, có lăn nhám mặt
 - + Nền lát đan bê tông cốt thép (1000x1000x80) đỗ 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 cốt 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 mặt đứng

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 nồng. Do đó ta chọn 2 phương án móng sâu để thiết kế:

Phương án móng cọc khoan nhồi.

Phương án móng cọc ép.

1.3 Giải pháp thông thoáng và chiếu sáng

1.3.1. 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.

1.3.2. 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.

1.4 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.

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

1.5.1. 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.

1.5.2. Hệ thống thoát nước

Việc thoát nước mưa được thực hiện bằng hệ thống ống PVC, φ60-120, 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 hố chứa nước thải và bể tự hoại, sau đó được xử lý và bơm ra trực tiếp công thoát nước công cộng.

1.6 Địa điểm và đặc điểm nơi xây dựng công trình

1.6.1. Địa điểm

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

1.6.2. 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°C - 27,7°C

Nhiệt độ trung bình thấp nhất: 25,6°C vào tháng 1

Nhiệt độ trung bình cao nhất: 29,7°C

Lượng mưa trung bình: 200 mm – 400 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 2,0m/giây, ngoài khơi gió mạnh hơn cũng chỉ đạt 2,5 đến 3,5m/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.

1.6.3. 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 mồi, 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.

1.6.4. 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 2. 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: $R_b = 8,5MPa$.
- Cường độ tính toán chịu kéo: $R_{bt} = 0,75MPa$.
- Modul đàn hồi: $E_b = 23000MPa$.

2.1.3. Cốt thép (theo TCVN 5574 - 2012)

Sử dụng cốt thép nhóm CI (AI) ($\Phi < 10mm$) với các thông số kỹ 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: $E_s = 210000MPa$.

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: $E_s = 210000MPa$.

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: $E_s = 210000MPa$.

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

[1]- TCVN 2737 – 1995: TẢI TRỌNG VÀ TÁC ĐỘNG - TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ.

[2]- 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 tính 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	h_i (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	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/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

2.3.1.2. Tải trọng thường xuyên do tường xây

Thông thường dưới các tường thường có kết cấu dày đỗ nhưng để tăng tính linh hoạt trong việc bố trí tường ngăn vì vậy một số tường này không có dày đỗ 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/m³)
- S : diện tích ô sàn có tường (m²)
- n : hệ số vượt tải

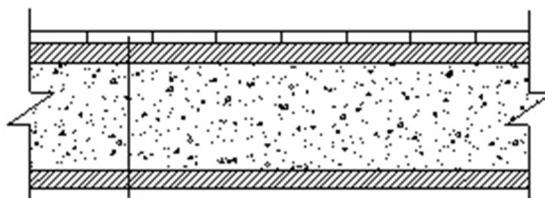
Bảng 2.3. Tải tường qui về phân bố đều trên sàn S1A

CHƯƠNG 2. Tiêu chuẩn và tải trọng thiết kế

TT	Loại tường	Bt	Lt	Ht	Ss	γ	gttc	n	gttt
		(m)	(m)	(m2)	(T/m3)	T/m2)		T/m2)	
1	Tường 100	0,1	4,2	3,6	22,04	1,8	0,123	1,1	0,140

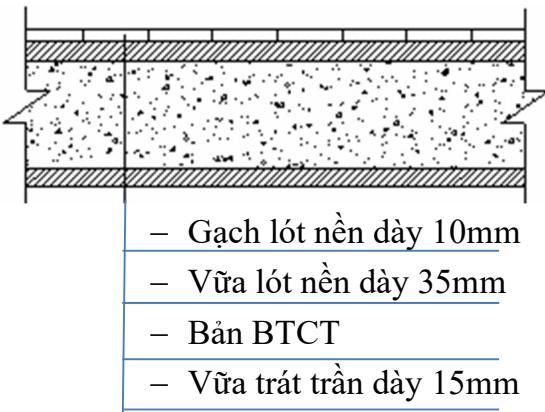
Bảng 2.4. Tải tường qui về phân bố đều trên sàn S3

TT	Loại tường	Bt	Lt	Ht	Ss	γ	gttc	n	gttt
		(m)	(m)	(m)	(m2)	(T/m3)	T/m2)		T/m2)
1	Tường 100	0,1	3,8	3,6	20,14	1,8	0,122	1,1	0,130

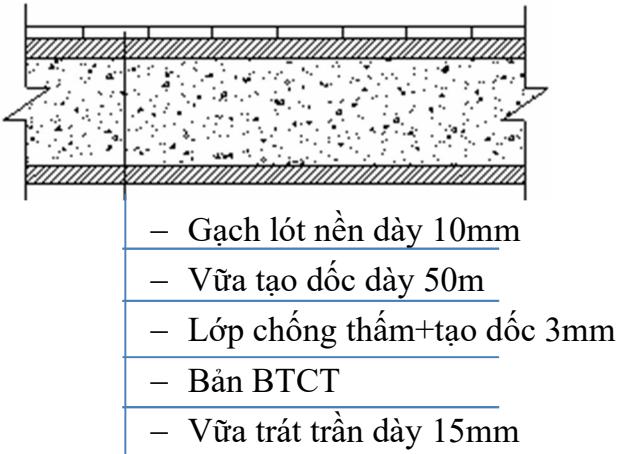


- Gạch lót nền
- Vữa lót nền
- Bản BTCT
- Vữa trát trần

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:

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

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:

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

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 Cơ sở tính toán kết cấu

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.*

2.5 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 đầm đặc và không thay đổi tiết diện đầm.

2.5.1. 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 đầm 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.

2.5.2. Chọn kích thước sơ bộ cho đầm

2.5.2.1. Đầm chính

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

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

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

Chọn chiều cao dầm: hd=400 mm

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

Chọn chiều rộng dầm: bd=200 mm

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

2.5.2.2. 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 mm

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

Chọn chiều rộng dầm: bd=200 mm

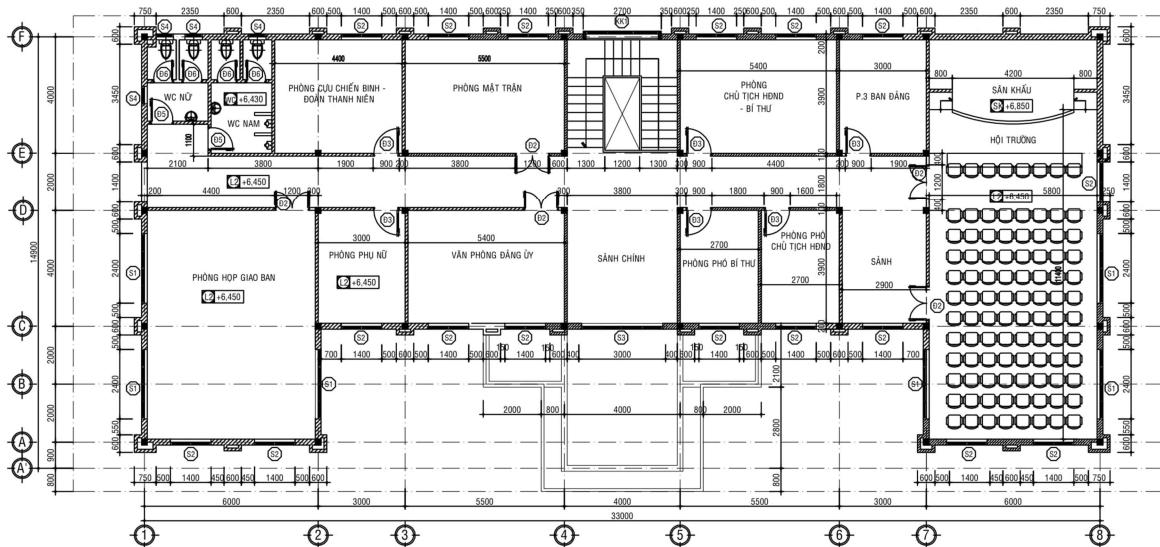
Vậy sơ bộ kích thước dầm phụ 0,2m x 0,35m.

Sơ bộ chiều dày ô sàn: b=1000mm, h= 100mm, a=20mm => h₀=h-a=100-20=80mm.

CHƯƠNG 3. 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

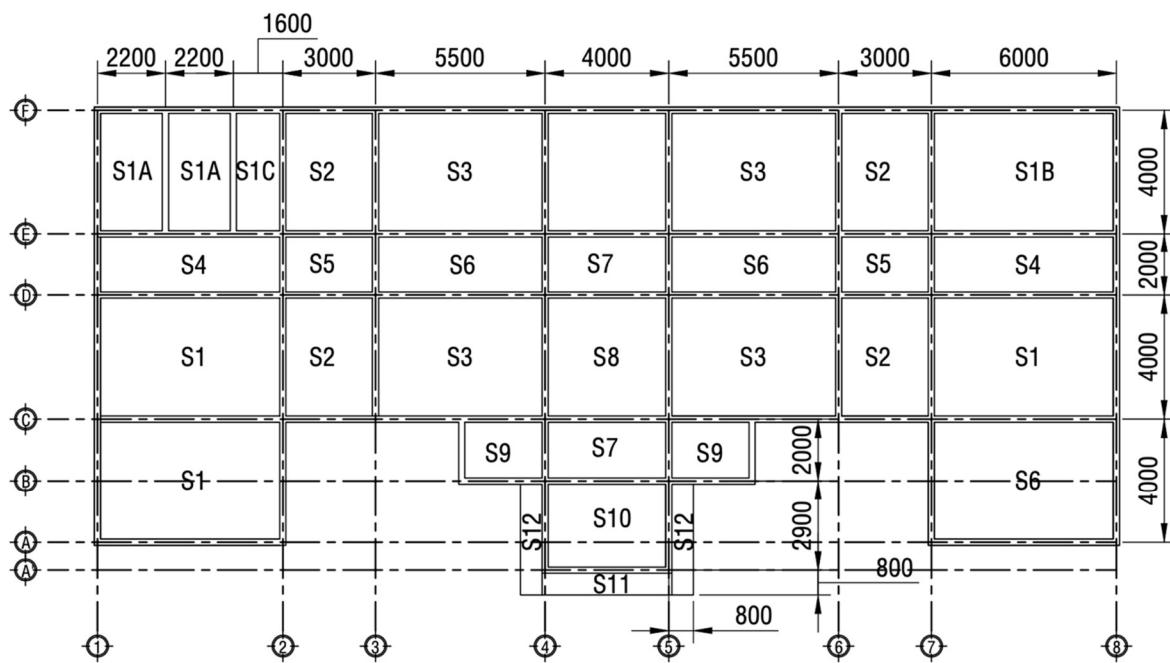
Sàn tầng 2 là một trong những sàn tầng điển hình cho khôi nhà. Sơ bộ kích thước ô sàn: $b=1000\text{mm}$, $h= 100\text{mm}$, $a=20\text{mm}$ $\Rightarrow h_0=h-a=100-20=80\text{mm}$



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:



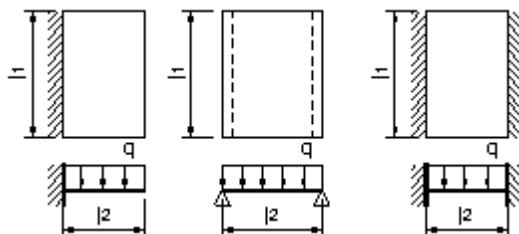
Hình 3.2. Mặt bằng ô sàn tầng 2

3.3 Tính thép sàn

3.3.1. Bản sàn 1 phương

3.3.1.1. Bản đồ

Khi bản sàn được liên kết (dầm hoặc tường) ở một cạnh (liên kết ngầm) hoặc ở hai cạnh đối diện (kê 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 bản đầm 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

a. Ô sàn S1C

Moment nhịp:

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

Moment gối:

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

b. 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 Ø10a150 As = 5,23cm² > 0,652cm²

Kiểm tra điều kiện hàm lượng

$$\begin{aligned} \mu_{\max} &= 1,5\% \\ \mu_{\min} &= 0,1\% \end{aligned}$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} \times 100(\%) = \frac{5,23}{100 \times 8} \times 100 = 0,65\%$$

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

Số thanh thép chịu момент âm theo phương cạnh dài:

$$n = \frac{L_2}{a} + 1 = \frac{4000}{150} + 1 = 28 \text{ cây}$$

Thép nhịp

$$\begin{aligned} \alpha_m &= \frac{M}{R_b b h_0^2} = 0,0132 \\ \rightarrow \xi &= (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0,013 \\ \rightarrow \gamma &= \frac{\alpha_m}{\xi} = 0,993 \\ \rightarrow A_s &= \frac{\xi \cdot \gamma \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} = 0,324 \end{aligned}$$

Chọn Ø10a150 As = 5,23cm² > 0,324 cm²

Kiểm tra điều kiện hàm lượng

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

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

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} \times 100(\%) = \frac{5,23}{100 \times 8} \times 100 = 0,65\%$$

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

Số thanh thép chịu moment dương theo phương cạnh dài:

$$n = \frac{L_2}{a} + 1 = \frac{4000}{150} + 1 = 28 \text{ cây}$$

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

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

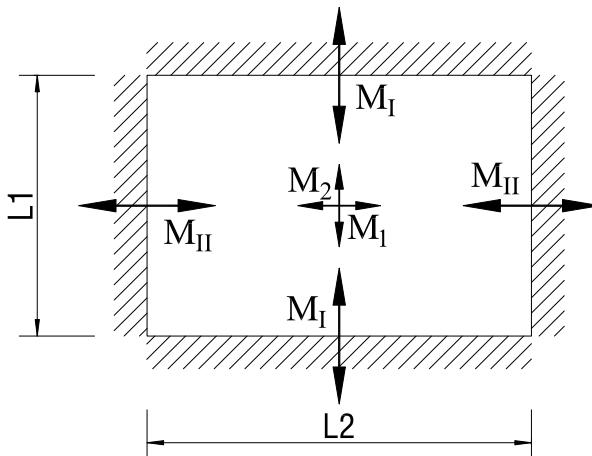
- Hàm lượng $\mu_{\min} = 0,1\%$
- Hàm lượng $\mu_{\max} = 1,5\%$
- Cấp độ bền BT B15 $R_b = 8,5$ MPa
- Có thể toàn bộ sàn có thép thuộc nhóm CI (A-I) hoặc có cả CI (A-I) lẫn CII (A-II)

Ký hiệu ô sàn	Momen <i>Tm</i>	Giá trị M <i>ho</i>	<i>m</i>	<i>b</i>	<i>Rb</i> <i>T/m²</i>	<i>Rs</i> <i>T/m²</i>	$\alpha\mu$	ζ	<i>As</i> <i>cm²</i>	Chọn thép		<i>As</i> 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	150	5,23	0,65

	MI	0,3287	0,08	1	850	28000	0,060	0,969	0,151	10	150	5,23	0,65
S1C	M1	0,0720	0,08	1	850	28000	0,013	0,993	0,032	10	150	5,23	0,65
	MI	0,1440	0,08	1	850	28000	0,026	0,987	0,065	10	150	5,23	0,65
S4	M1	0,1600	0,08	1	850	28000	0,029	0,985	0,073	10	150	5,23	0,65
	MI	0,3200	0,08	1	850	28000	0,059	0,970	0,147	10	150	5,23	0,65
S6	M1	0,1600	0,08	1	850	28000	0,029	0,985	0,073	10	150	5,23	0,65
	MI	0,3200	0,08	1	850	28000	0,059	0,970	0,147	10	150	5,23	0,65
S7	M1	0,1600	0,08	1	850	28000	0,029	0,985	0,073	10	150	5,23	0,65
	MI	0,3200	0,08	1	850	28000	0,059	0,970	0,147	10	150	5,23	0,65
S11	M1	0,0256	0,08	1	850	28000	0,005	0,998	0,011	10	150	5,23	0,65
	MI	0,0512	0,08	1	850	28000	0,009	0,995	0,023	10	150	5,23	0,65
S12	M1	0,0256	0,08	1	850	28000	0,005	0,998	0,011	10	150	5,23	0,65
	MI	0,0512	0,08	1	850	28000	0,009	0,995	0,023	10	150	5,23	0,65

3.3.2. Bản sàn 2 phương

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



Hình 3.4. Bản 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
 - + Tính 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
 - + $m_{91} = 0,0208$
 - + $m_{92} = 0,0093$
 - + $k_{91} = 0,0464$
 - + $k_{92} = 0,0206$
- Vật:
 - + $M_1 = m_{91} \times P = 0,479(\text{Tm})$.
 - + $M_2 = m_{92} \times P = 0,214(\text{Tm})$.
 - + $M_I = k_{91} \times P = 1,069(\text{Tm})$.
 - + $M_{II} = k_{92} \times P = 0,475(\text{Tm})$.

3.3.2.4. Tính thép và bố trí thép

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

a. Tính thép chịu moment dương $M_1 = 0,479 \text{ Tm}$ theo phương cạnh ngắn L_1 .

Tính thép

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

$$\rightarrow \xi = (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0,092$$

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

$$\rightarrow A_s = \frac{\xi \cdot \gamma \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} = 2,66$$

Chọn Ø10a150 As = 5,23cm² > 2,66 cm² - ta bố trí thép ở thó dưới theo phương L1.

Kiểm tra điều kiện hàm lượng

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

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

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} \times 100(\%) = \frac{5,23}{100 \times 8} \times 100 = 0,65 \%$$

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

Số thanh thép chịu moment dương theo phương cạnh ngắn:

$$n = \frac{L_1}{a} + 1 = \frac{4000}{150} + 1 = 28 \text{ cây}$$

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

Tính thép

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = 0,051$$

$$\rightarrow \xi = (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0,974$$

$$\rightarrow \gamma = \frac{\alpha_m}{\xi} = 0,053$$

$$\rightarrow A_s = \frac{\xi \cdot \gamma \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} = 1,12$$

Chọn Ø10a150 As = 5,23cm² > 1,12 cm² - ta bố trí thép ở thó dưới theo phương L2.

Kiểm tra điều kiện hàm lượng

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

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

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} \times 100(\%) = \frac{5,23}{100 \times 7} \times 100 = 0,75\%$$

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

Số thanh thép chịu moment dương theo phương cạnh dài:

$$n = \frac{L_2}{a} + 1 = \frac{6000}{150} + 1 = 41 \text{ cây}$$

c. Tính thép chịu moment âm $M_I = 1,069 \text{ Tm}$ theo phương cạnh ngắn L_1 .

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 Ø10a150 $A_s = 5,23 \text{ cm}^2 > 5,94 \text{ cm}^2$ ta bố trí thép ở thó dưới theo phương L1

Kiểm tra điều kiện hàm lượng

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

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

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} \times 100(\%) = \frac{5,23}{100 \times 8} \times 100 = 0,65 \text{ \%}$$

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

Số thanh thép chịu moment dương theo phương cạnh ngắn:

$$n = \frac{L_1}{a} + 1 = \frac{4000}{150} + 1 = 28 \text{ cây}$$

d. Tính thép chịu moment âm $M_{II} = 1,069 \text{ Tm}$ theo phương cạnh dài L_2 .

Tính thép

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

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

$$\rightarrow \gamma = \frac{\alpha_m}{\xi} = 0,091$$

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

Chọn Ø10a150 $A_s = 5,23 \text{ cm}^2 > 2,22 \text{ cm}^2$ ta bố trí thép ở thó dưới theo phương L2

Kiểm tra điều kiện hàm lượng

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

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

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} \times 100(\%) = \frac{5,23}{100 \times 8} \times 100 = 0,65\%$$

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

Số thanh thép chịu moment dương theo phương cạnh ngắn:

$$n = \frac{L_1}{a} + 1 = \frac{6000}{150} + 1 = 41 \text{ cây}$$

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

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

CHƯƠNG 3. Tính toán và cấu tạo sàn tầng điển hình bằng phương pháp tra ô bảng đơn

				0,0110 0,0413 0,0249				0,235 0,882 0,531
S5	2,0	3,0	1,50	0,0208 0,0093 0,0464 0,0206	0,48	0,48	6	0,120 0,054 0,267 0,119
S8	4,0	4,0	1,00	0,0179 0,0179 0,0417 0,0417	0,48	0,48	15	0,275 0,275 0,641 0,641
S9	2,0	2,7	1,35	0,0210 0,0115 0,0474 0,0262	0,48	0,48	5	0,109 0,060 0,246 0,136
S10	2,9	4,0	1,38	0,0210 0,0110 0,0413 0,0249	0,48	0,48	11	0,234 0,123 0,460 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	150	5,23	0,65	Ø10a150
	M2	0,042	0,070	1	0,010	0,995	0,21	10	150	5,23	0,75	Ø10a150
	MI	0,301	0,080	1	0,055	0,972	1,38	14	150	10,26	1,28	Ø14a150
	MII	0,091	0,080	1	0,017	0,992	0,41	10	150	5,23	0,65	Ø10a150
S1B	M1	0,659	0,080	1	0,121	0,935	3,15	10	150	5,23	0,65	Ø10a150
	M2	0,295	0,070	1	0,071	0,963	1,56	10	150	5,23	0,75	Ø10a150
	MI	1,470	0,080	1	0,270	0,839	7,82	14	150	10,26	1,28	Ø14a150
	MII	0,653	0,080	1	0,120	0,936	3,11	10	150	5,23	0,65	Ø10a150
S1	M1	0,479	0,080	1	0,088	0,954	2,24	10	150	5,23	0,65	Ø10a150

CHƯƠNG 3. Tính toán và cấu tạo sàn tầng điển hình bằng phương pháp tra ô bảng đơn

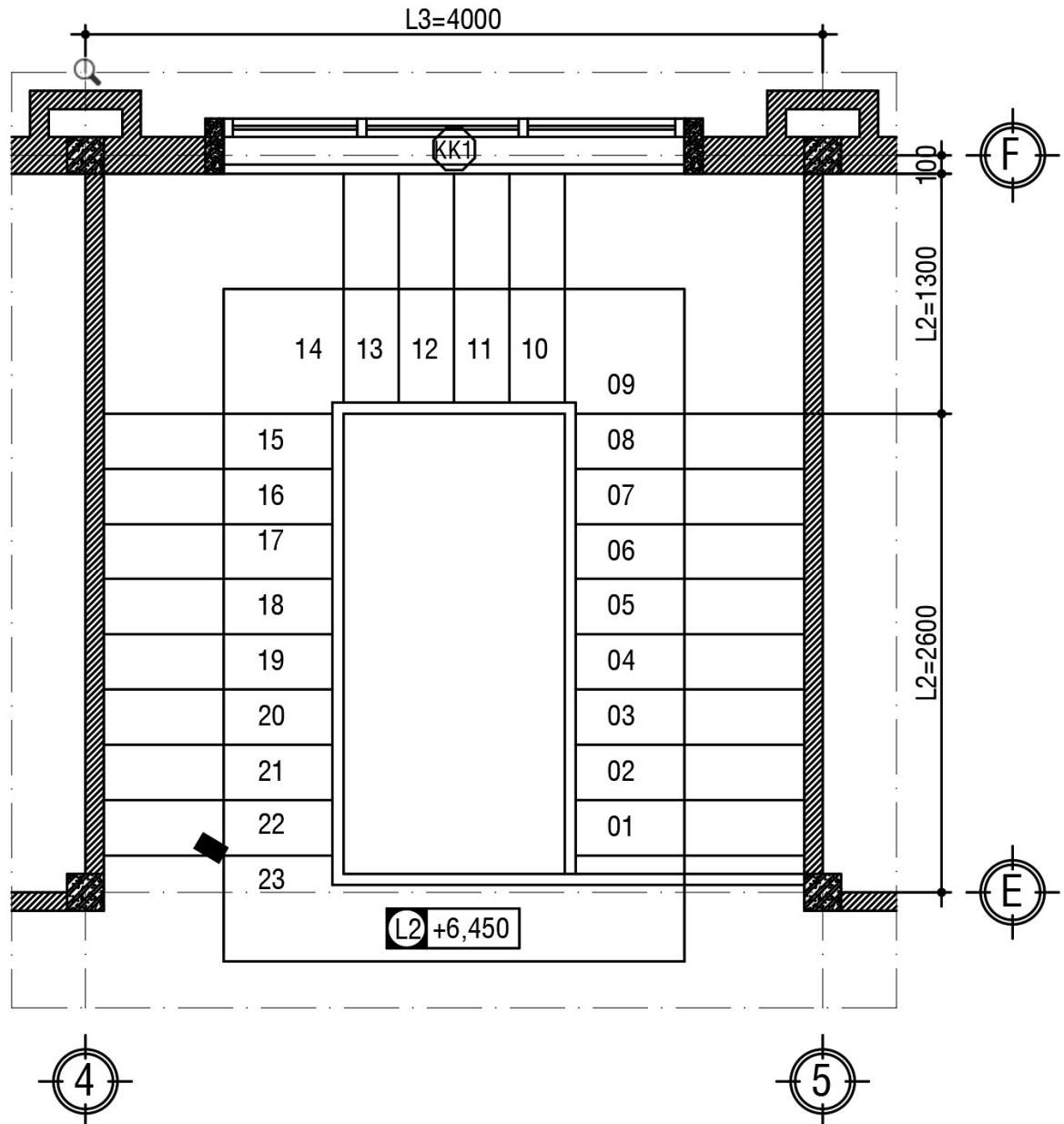
	M2	0,214	0,070	1	0,051	0,974	1,12	10	150	5,23	0,75	Ø10a150
	MI	1,069	0,080	1	0,197	0,890	5,37	12	150	7,54	0,94	Ø12a150
	MII	0,475	0,080	1	0,087	0,954	2,22	10	150	5,23	0,65	Ø10a150
S2	M1	0,211	0,080	1	0,039	0,980	0,96	10	150	5,23	0,65	Ø10a150
	M2	0,119	0,070	1	0,029	0,985	0,62	10	150	5,23	0,75	Ø10a150
	MI	0,478	0,080	1	0,088	0,954	2,24	10	150	5,23	0,65	Ø10a150
	MII	0,272	0,080	1	0,050	0,974	1,25	10	150	5,23	0,65	Ø10a150
S3	M1	0,448	0,080	1	0,082	0,957	2,09	10	150	5,23	0,65	Ø10a150
	M2	0,235	0,070	1	0,056	0,971	1,24	10	150	5,23	0,75	Ø10a150
	MI	0,882	0,080	1	0,162	0,911	4,32	10	150	5,23	0,65	Ø10a150
	MII	0,531	0,080	1	0,098	0,949	2,50	10	150	5,23	0,65	Ø10a150
S5	M1	0,120	0,080	1	0,022	0,989	0,54	10	150	5,23	0,65	Ø10a150
	M2	0,054	0,070	1	0,013	0,994	0,28	10	150	5,23	0,75	Ø10a150
	MI	0,267	0,080	1	0,049	0,975	1,22	10	150	5,23	0,65	Ø10a150
	MII	0,119	0,080	1	0,022	0,989	0,54	10	150	5,23	0,65	Ø10a150
S8	M1	0,275	0,080	1	0,051	0,974	1,26	10	150	5,23	0,65	Ø10a150
	M2	0,275	0,070	1	0,066	0,966	1,45	10	150	5,23	0,75	Ø10a150
	MI	0,641	0,080	1	0,118	0,937	3,05	10	150	5,23	0,65	Ø10a150
	MII	0,641	0,080	1	0,118	0,937	3,05	10	150	5,23	0,65	Ø10a150
S9	M1	0,109	0,080	1	0,020	0,990	0,49	10	150	5,23	0,65	Ø10a150
	M2	0,060	0,070	1	0,014	0,993	0,31	10	150	5,23	0,75	Ø10a150
	MI	0,246	0,080	1	0,045	0,977	1,12	10	150	5,23	0,65	Ø10a150
	MII	0,136	0,080	1	0,025	0,987	0,61	10	150	5,23	0,65	Ø10a150
S10	M1	0,234	0,080	1	0,043	0,978	1,07	10	150	5,23	0,65	Ø10a150
	M2	0,123	0,070	1	0,029	0,985	0,64	10	150	5,23	0,75	Ø10a150
	MI	0,460	0,080	1	0,085	0,956	2,15	10	150	5,23	0,65	Ø10a150
	MII	0,277	0,080	1	0,051	0,974	1,27	10	150	5,23	0,65	Ø10a150

CHƯƠNG 4. TÍNH TOÁN VÀ CẤU TẠO CẦU THANG BỘ TẦNG 2

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 dang bản 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 $h_b = 157\text{mm}$.

Chọn $b_b = 300\text{mm}$.

Góc nghiêng cầu thang:

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

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 $h_{dt} = 400 \text{ mm}$

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

→ Chọn $b_{dt} = 200 \text{ mm}$

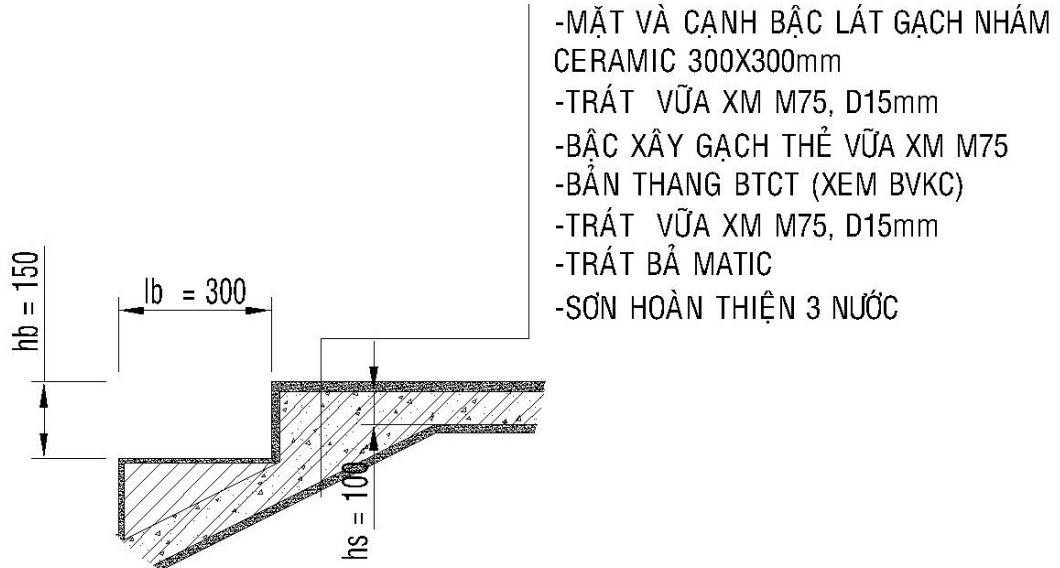
Chọn kích thước đàm thang $b \times h = 200 \times 400 \text{ mm}$.

4.3 Tính toán và cấu tạo bảng 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

Tĩnh 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.

b. Chiều nghiêng

$$g_1 = \sum_1^n \gamma_i \delta_{tdi} n_i \\ = 0,02x 2,40 x 1,2 + (0,015 + 0,02)x 1,80 x 1,3 + 0,12 x 2,50 x 1,1 \\ = 0,470 \text{ T/m}^2$$

c. Về 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 thày Võ Bá Tầm)

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

Trong đó

- h_b : 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:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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:

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

- Trong đó:
- + p^{tc} : Hoạt tải tiêu chuẩn, lấy $p^{tc} = 0,3 \text{ (T/m}^2\text{)}$
- + n: hệ số vượt tải. Lấy $n = 1,2$.

Đối với chiều nghỉ:

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

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

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

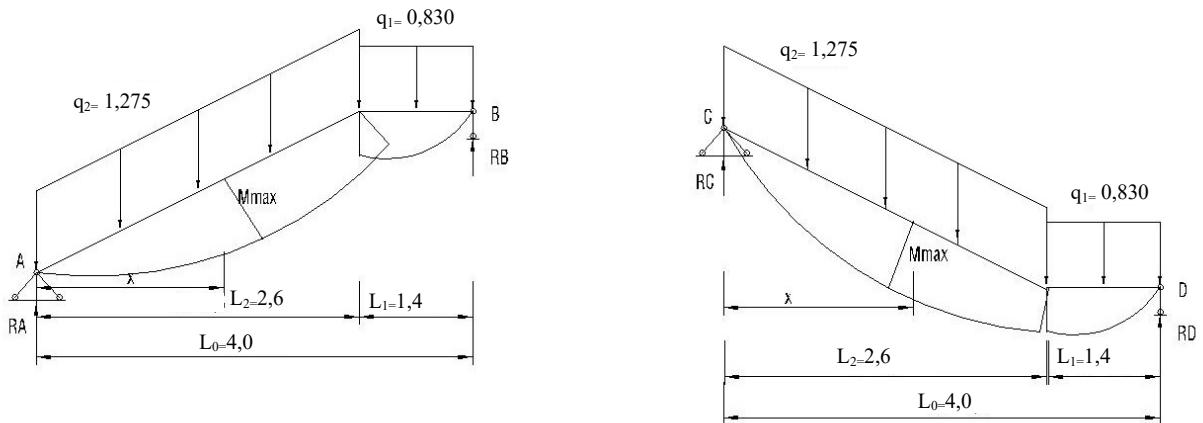
Trong đó: khối lượng của lan can tay vịn lấy $g_{lc} = 30 \text{ kg/m}^2$

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 dây có bê rộng $b = 1 \text{ m}$ để tính.

Bản thang thuộc loại bản chịu lực theo 1 phương. Xem bản thang là dầm gãy khúc liên kết vào bản sàn và dầm. 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 vế 1

$$\frac{\sum M}{B} = 0 \leftrightarrow R_A(L_1 + L_2) = \frac{q_2}{\cos\alpha} L_2 \left(L_1 + \frac{L_2}{2} \right) + q_1 \frac{L_1^2}{2}$$

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

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} :

$$M_{max} = R_A x \cos\alpha - q_2 \frac{x^2}{2} = 2,728 x 1,90 x 0,886 - 1,275 x \frac{1,90^2}{2} = 2,29Tm$$

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:

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

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

Theo phương ngắ $L_1=1,4m$

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

Ta có:

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

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

- Diện tích cốt thép chịu mômen âm tại nhịp:

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{1,60}{28.000 \times 0,894 \times 0,1} = 6,405 \text{ cm}^2$$

Chọn Ø10a120 có $A_s = 6,54 \text{ cm}^2$.

Hàm lượng thép tính toán

$$\mu = \frac{A_s}{b h_0} \times 100\% = \frac{6,54}{100 \times 10} = 0,65\%$$

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 Ø10a120 để bố trí.

b. Thép chịu mômen âm tại gối $M_g=0,92 \text{ Tm}$

Theo phương ngǎn $L_1 = 1,4 \text{ m}$

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

Ta có:

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

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

- 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

$$\mu = \frac{A_s}{b h_0} \times 100\% = \frac{3,35}{100 \times 10} = 0,65\%$$

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 bố trí.

Bảng 4.1. Kết quả tính toán cốt 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 đàm D_1 , chiều nghi 1 và chiều nghi 2.

Xét tỉ số $\frac{h_{d1}}{h_s} = \frac{0,40}{0,120} = 3,33 > 3$ nên liên kết giữa bản thang với đàm chiều nghi được xem là liên kết ngầm và hai cạnh liên kết với hai chiều nghi 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 bản làm việc hai phương (bản kê ba cạnh), sơ đồ tính là bản liên kết khớp 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:

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

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

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

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

Theo phương dài $L_1 = 1,4\text{m}$

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

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

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

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

Vậy ta chọn Ø6a200 để bố trí.

b. Thép chịu mômen dương giữa nhịp $M_2 = 0,111 \text{ T}$

Theo phương ngắn $L_2 = 1,35\text{m}$

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

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

Hàm lượng thép tính toán

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} \times 100\% = \frac{1,41}{100 \times 10} = 0,14\%$$

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.

c. Thép chịu mômen âm ở gối M_I = 0,029 T

Theo phương dài L_I = 1,40m

Chiều dày lớp bảo vệ a = 2cm, h_o = 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 $A_s = 1,41 \text{ cm}^2$.

Hàm lượng thép tính toán

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} \times 100\% = \frac{1,41}{100 \times 10} = 0,14\%$$

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

Hàm lượng thép lớn nhất

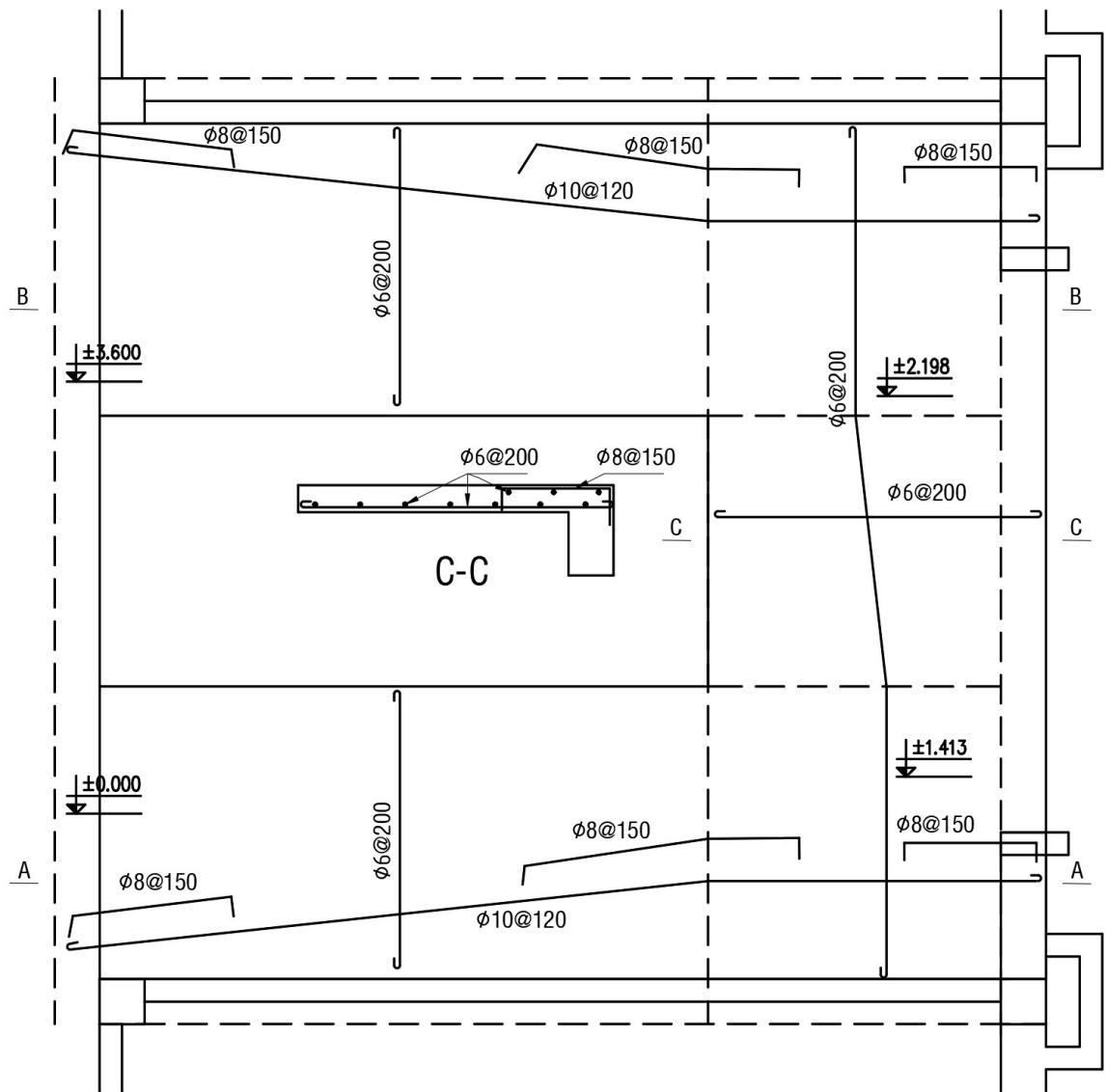
$$\mu_{\max} = \frac{\xi_R R_b}{R_s} = \frac{0,650 \times 850}{28.000} = 1,974\%$$

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

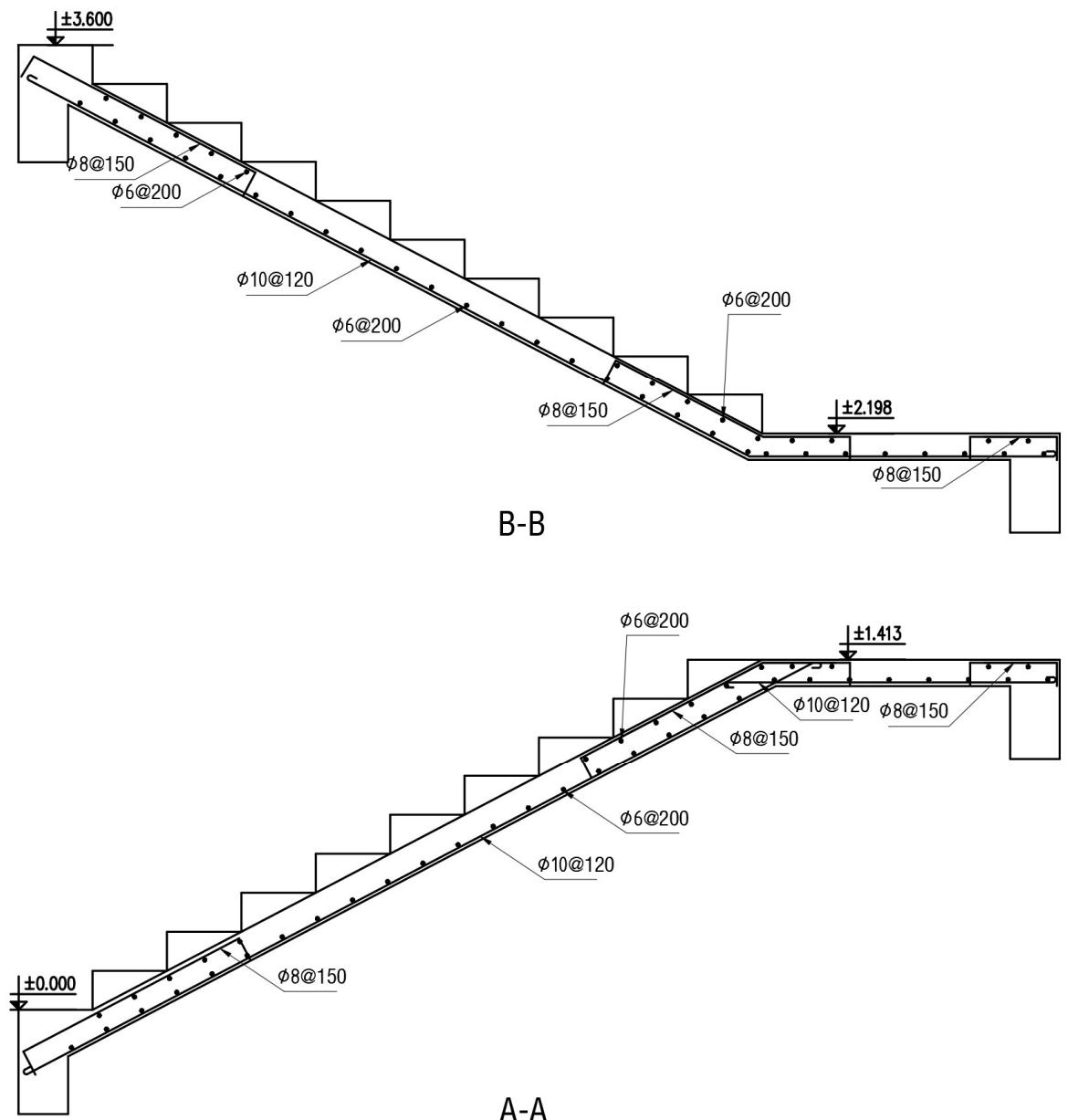
Vậy ta chọn Ø6a200 để bố trí.

Bảng 4.2. Kết quả tính toán cốt thép bänder thang vế 3

	Momen M	α_m	ζ	A_s (tính)	A_s (chọn)
M_1	0,033	0,004	0,998	0,118	1,41 ($\varnothing 6a200$)
M_2	0,111	0,013	0,993	0,400	1,41 ($\varnothing 6a200$)
M_I	0,249	0,029	0,985	0,903	1,41 ($\varnothing 6a200$)



Hình 4.4. Mặt băng bố trí thép cầu thang



Hình 4.5. Mặt cắt bố trí thép cầu thang

4.4 Tính đầm chiếu nghi D₁

Tải trọng tác dụng lên đầm D₁ gồm:

4.4.1. Đoạn AB

Trọng lượng bản thân đầm:

$$\begin{aligned}
 g_d &= b_d(h_d - h_s)n\gamma_b \\
 &= 0,20(0,40 - 0,1)x1,1x2,5 = 0,165T/m
 \end{aligned}$$

Trọng lượng tường xây trên đầm:

$$\begin{aligned} g_t &= b_t h_t n \gamma_t \\ &= 0,2x(3,6 - 1,36)x1,1x1,8 = 0,887T/m \end{aligned}$$

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

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

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

4.4.2. Đoạn BC

Trọng lượng bản thân đầm:

$$\begin{aligned} g_d &= \frac{b_d(h_d - h_s)n\gamma_b}{\cos\alpha} \\ &= \frac{0,20(0,40 - 0,1)x1,1x2,5}{0,886} = 0,186T/m \end{aligned}$$

Trọng lượng tường xây trên đầm:

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

Do bản thang truyền vào:

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

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

4.4.3. Đoạn CD

Trọng lượng bản thân đầm:

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

Trọng lượng tường xây trên đầm:

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

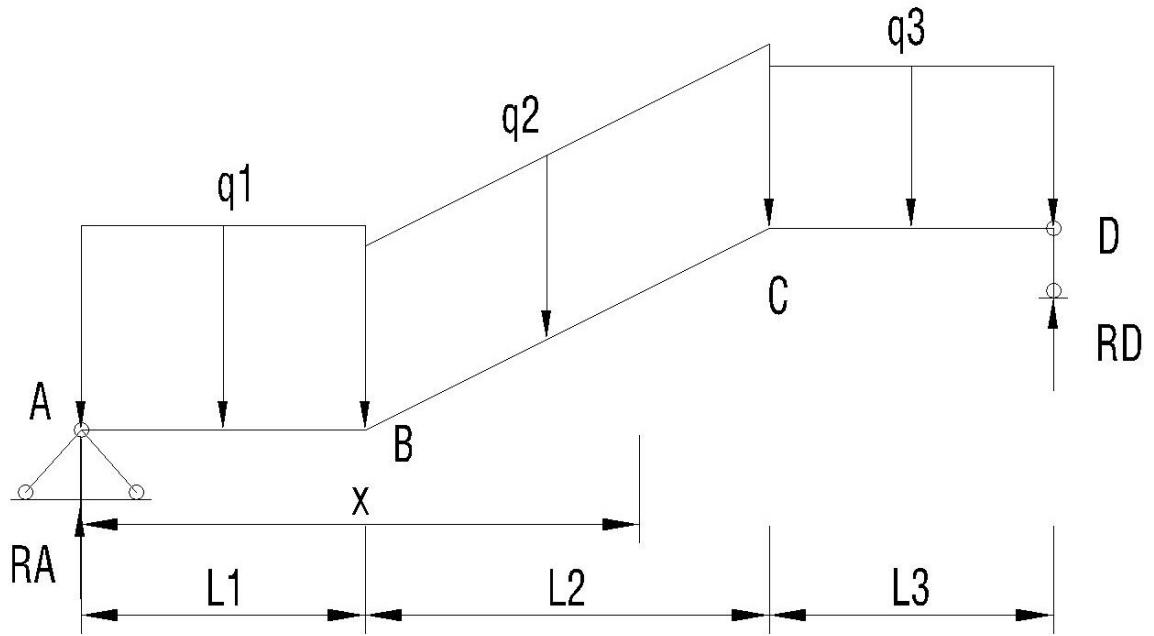
Do bản thang truyền vào là phản lực của các gối tựa tại B của vế 1 được quy về dạng phân bố đều:

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

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

4.4.4. Sơ đồ tính

D₁: l₁ = l₃ = 1,40m; l₂ = 1,2m



Hình 4.6. Sơ đồ tính dầm chiềng 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

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

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

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

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} \times 100\% = \frac{6,54}{20 \times 38} = 0,65\%$$

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.

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

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

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 2Ø14 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 2Ø18 để bố trí.

Bảng 4.3. Kết quả tính toán cốt thép đàm chiểu nghỉ 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 (2Ø18)
Gối	2,59	0,106	0,9440	2,583	3,08 (2Ø14)

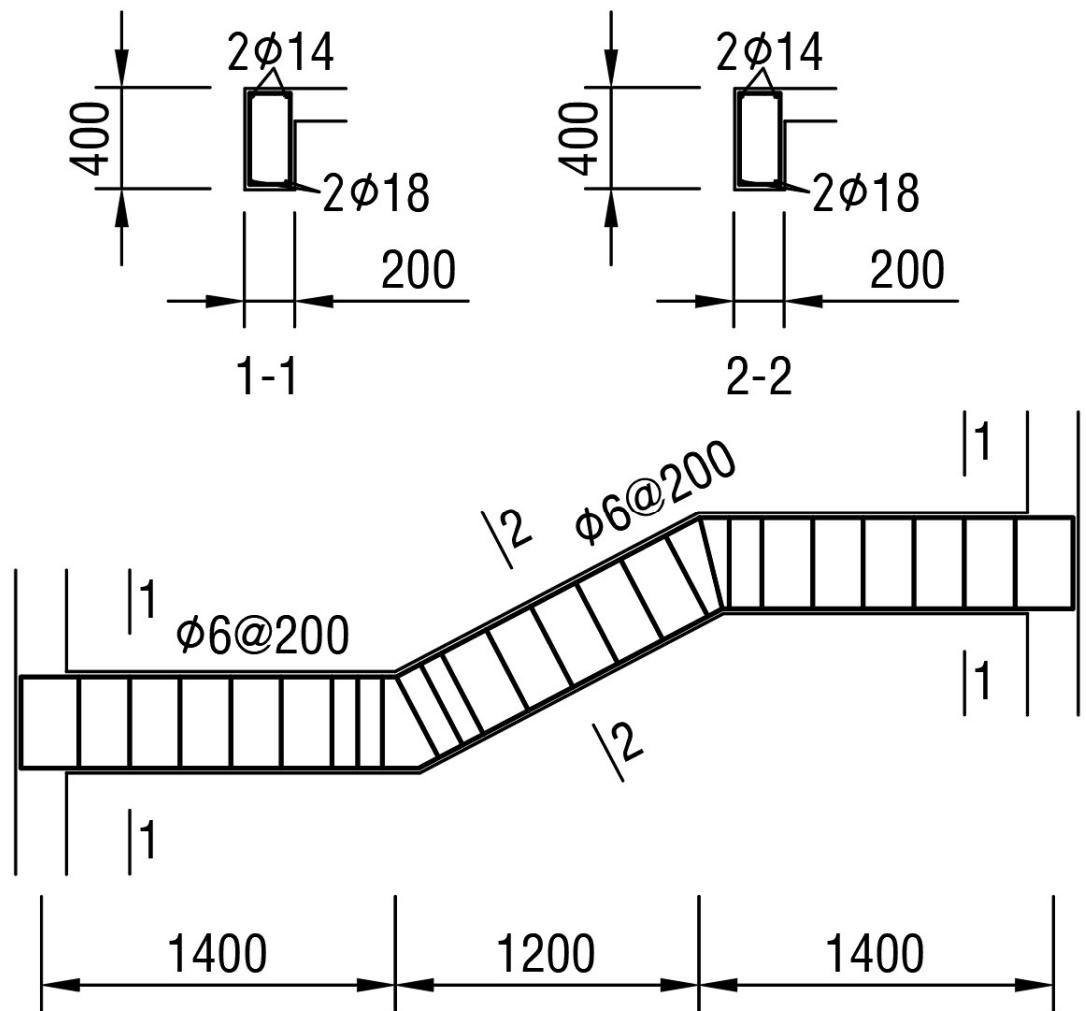
4.4.6. Tính cốt đai

Chọn cốt đai Ø6; 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 chiêu D1

CHƯƠNG 5. TÍNH TOÁN VÀ CẤU TẠO KHUNG TRỤC 2 & C

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 đổ 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

5.1.1. 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 dầm 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: $E_s = 210.000 T/m^2$.

5.2 Chọn sơ bộ kích thước tiết diện

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

5.2.1. Chọn sơ bộ kích thước cột

Gọi diện tích truyền tải tầng thứ i là: S_i

Tổng tải trọng tác dụng lên ô sàn: $Q = S_i (g_s + p_s)$

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

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

Trọng lượng tường xây trên dầm trong phạm vi truyền tải S_i 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 kì đang xét:

$$N_i = q_s S_i + g_d + g_t + g_c$$

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

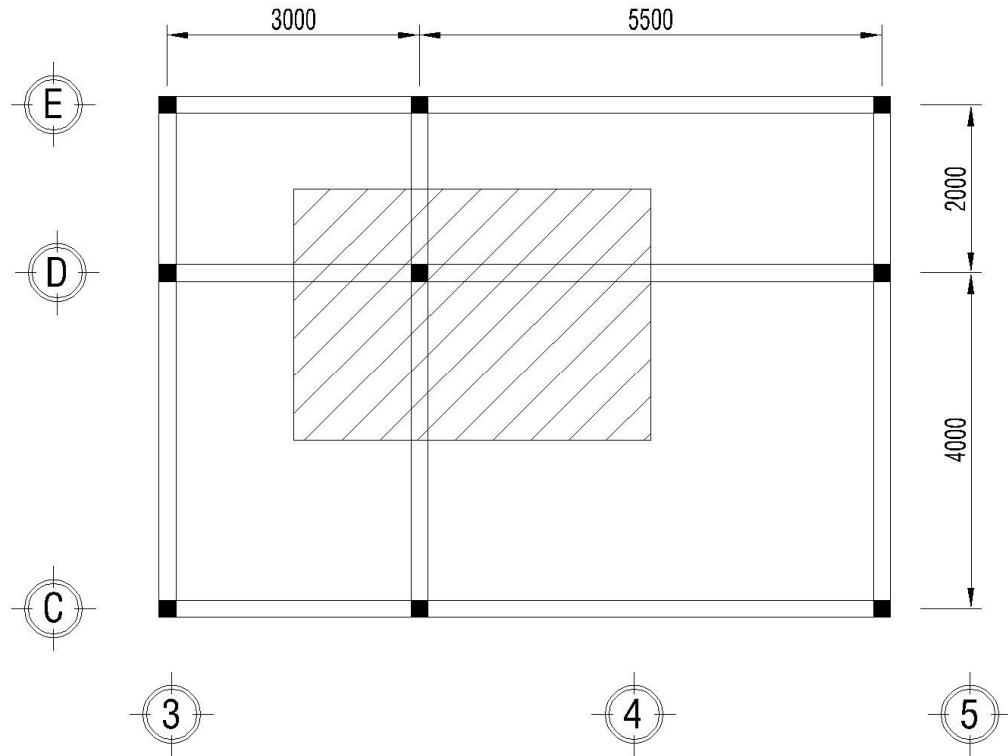
$$N = \sum_1^n N_i$$

Trong đó:

- n_d, n_t, n_c : hệ số vượt tải của dầm, 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 néo lện tâm), ta chọn $k=1.1$ cho cột giữa (lệch tâm ít) và $k=1.3$ cho cột biên (lệch tâm nhiều)



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

5.2.1.1. 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:

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

Tổng trọng lượng tường xây trên đàm:

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

Trọng lượng bản thân cột của tầng đang xét: (chọn sơ bộ $20\text{cm} \times 20 \text{ cm}$)

$$g_c = 1,1 \times 2,5 \times 0,2 \times 0,2 \times 3,6 = 0,40 \text{ T}$$

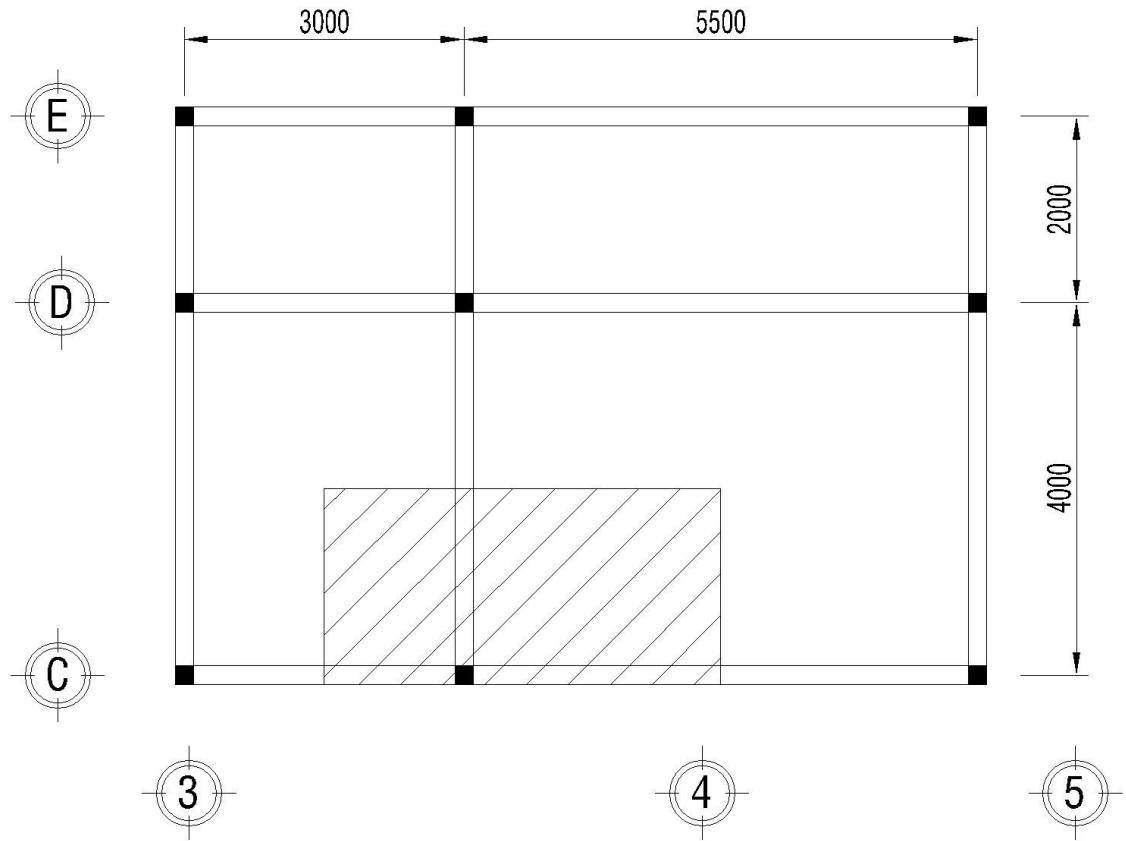
⇒ Tổng lực dọc tại chân cột tầng trệt:

$$N = (12,24 + 1,60 + 2,58 + 0,40) \times 2,00 = 33,63T$$

$$\text{Tiết diện cột chọn sơ bộ: } F = k \frac{N}{R_b} = 1,2 \times \frac{33,63}{850} = 0,05 m^2$$

Vậy chọn $h = 30\text{cm}$, $b = 20\text{cm}$, có $F = 600\text{cm}^2$

5.2.1.2. Cột biên tầng trệt



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

Tải trọng tác dụng tại chân cột:

Tổng tải trọng sàn:

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

Tổng trọng lượng bản thân đầm:

$$g_d = 1,1 \times 2,5 \times (0,2 \times 0,4 \times 6,25) = 1,38T$$

Tổng trọng lượng tường xây trên đầm:

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

Trọng lượng bản thân cột của tầng đang xét: (chọn sơ bộ $20\text{cm} \times 20\text{ cm}$)

$$g_c = 1,1 \times 2,5 \times 0,2 \times 0,2 \times 3,6 = 0,40 \text{ T}$$

⇒ Tổng lực dọc tại chân cột tầng trệt:

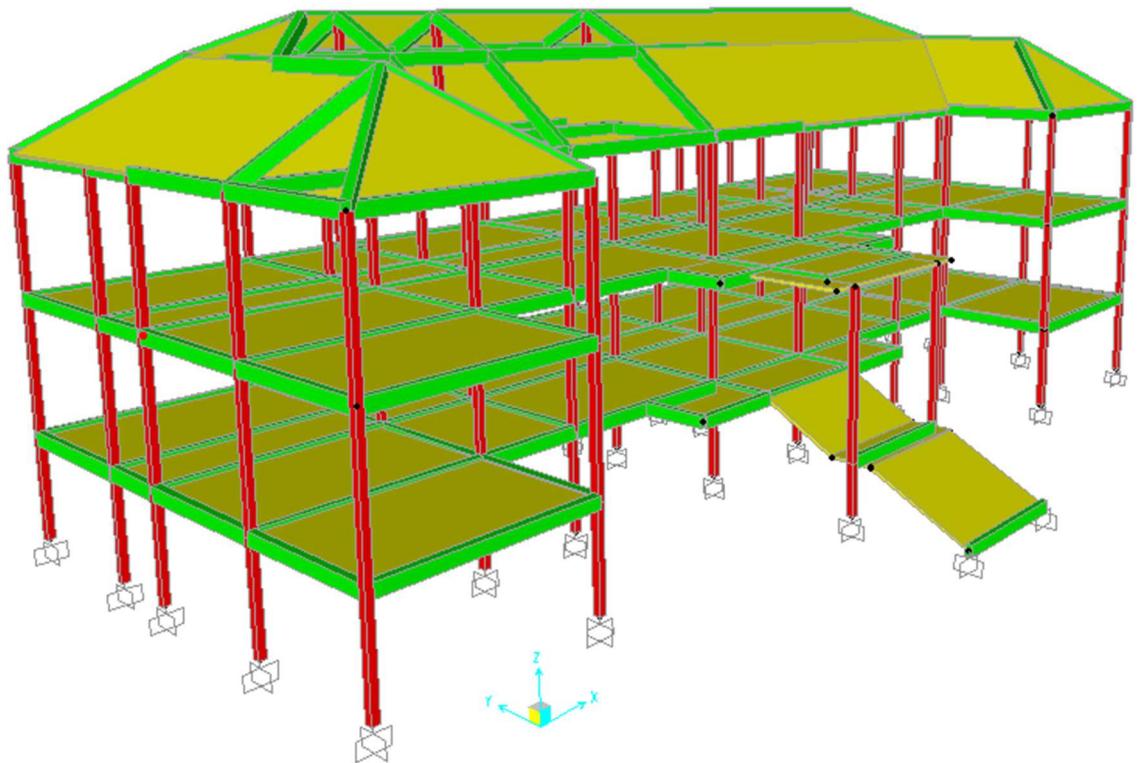
$$N = (8,16 + 1,381,60 + 4,46 + 0,40) \times 2,00 = 28,77\text{T}$$

$$\text{Tiết diện cột chọn sơ bộ: } F = k \frac{N}{R_b} = 1,2 \times \frac{33,63}{850} = 0,04 \text{ m}^2$$

Vậy chọn $h = 30\text{cm}$, $b = 20\text{cm}$, có $F = 600\text{cm}^2$

5.3 Dự kiến các lớp cấu tạo và sơ bộ chọn tiết diện các cấu kiện

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



Hình Error! No text of specified style in document..1 – Mô hình công trình trong SAP 2000

5.3.1. 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 Error! No text of specified style in document.-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

5.3.1.1. 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 $1.05 \div 1.3$ tùy theo loại vật liệu sử dụng và phương pháp thi công.

5.3.1.2. 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 bêton 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

5.3.1.3. 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 cấu tạo sàn.

Hệ thống kỹ thuật

Tường xây trên dầm

Bảng Error! No text of specified style in document.-2: Trọng lượng bản thân sàn khu ở, hành lang (tầng điển hình)

Cấu tạo sàn	h_i (mm)	γ (T/m ³)	gtc	n	g_{bt}^{tt}
			(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 Error! No text of specified style in document.-3: Trọng lượng bản thân sàn khu vệ sinh

Cấu tạo sàn	h_i (mm)	γ (T/m ³)	gtc	n	g_{bt}^{tt}
			(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 5.1. 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

5.3.1.4. Hoạt tải tác dụng lên sàn

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

Bảng Error! No text of specified style in document.-4: Hoạt tải tác dụng lên sàn

ST T	Tên sàn	Giá trị tiêu chuẩn (kN/m ²)			Hệ số	Hoạt tải
		Phần dài hạn	Phần dài hạn	Toàn phần		
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 kĩ 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

5.3.1.5. 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 cột 0,00 là 38.3m bé hơn 40m nên ta bỏ qua yếu tố gió động.

Đặc điểm công trình:

- Địa điểm xây dựng	Tỉnh, thành:	Tp. Cà Mau
	Quận, huyện:	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:

$$W = W_0 \cdot k \cdot c \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

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

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

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: $c_d = 0,8$

Phía hút gió: $c_h = -0,6$

n: là hệ số độ tin cậy: $n = 1,2$.

W_0 : 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)

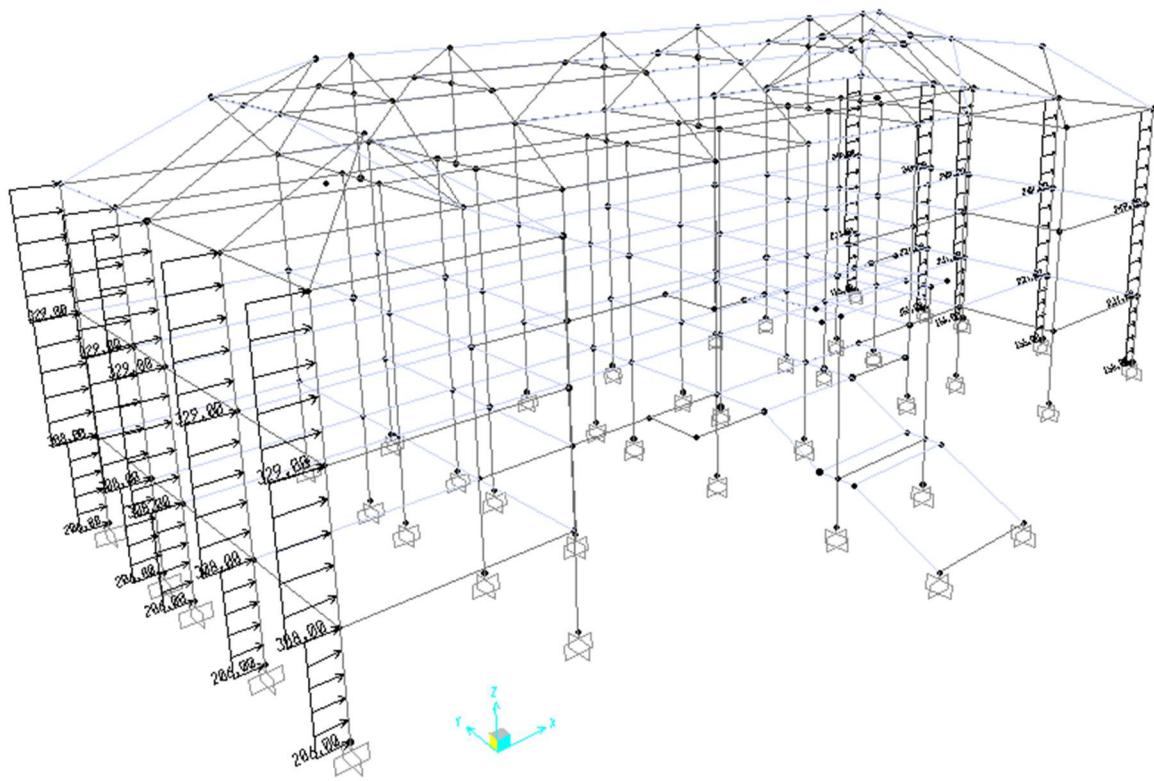
$$W_{i-\text{đẩy}} = 0,8 \times W_0 \times k \times n \times H_i \text{ (kN/m)}$$

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

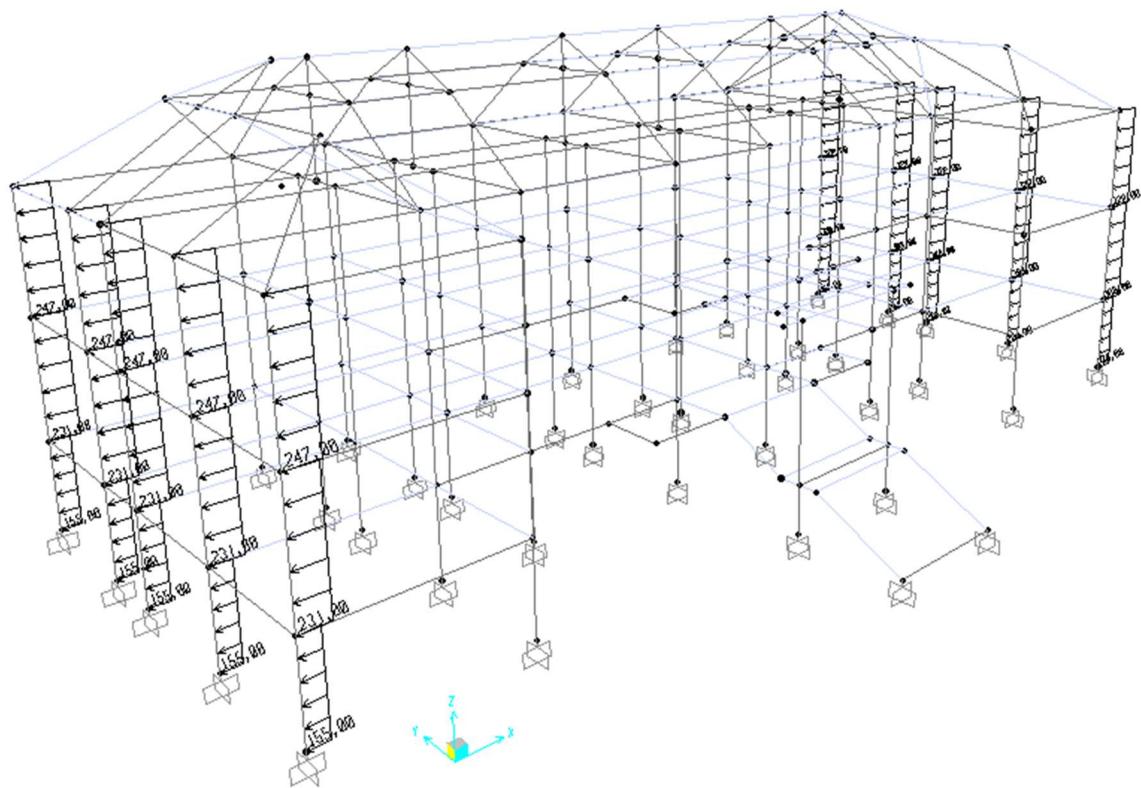
Với H_i : chiều tầng thứ i(m).

Bảng Error! No text of specified style in document.-5: Giá trị phần tĩnh của tải trọng gió

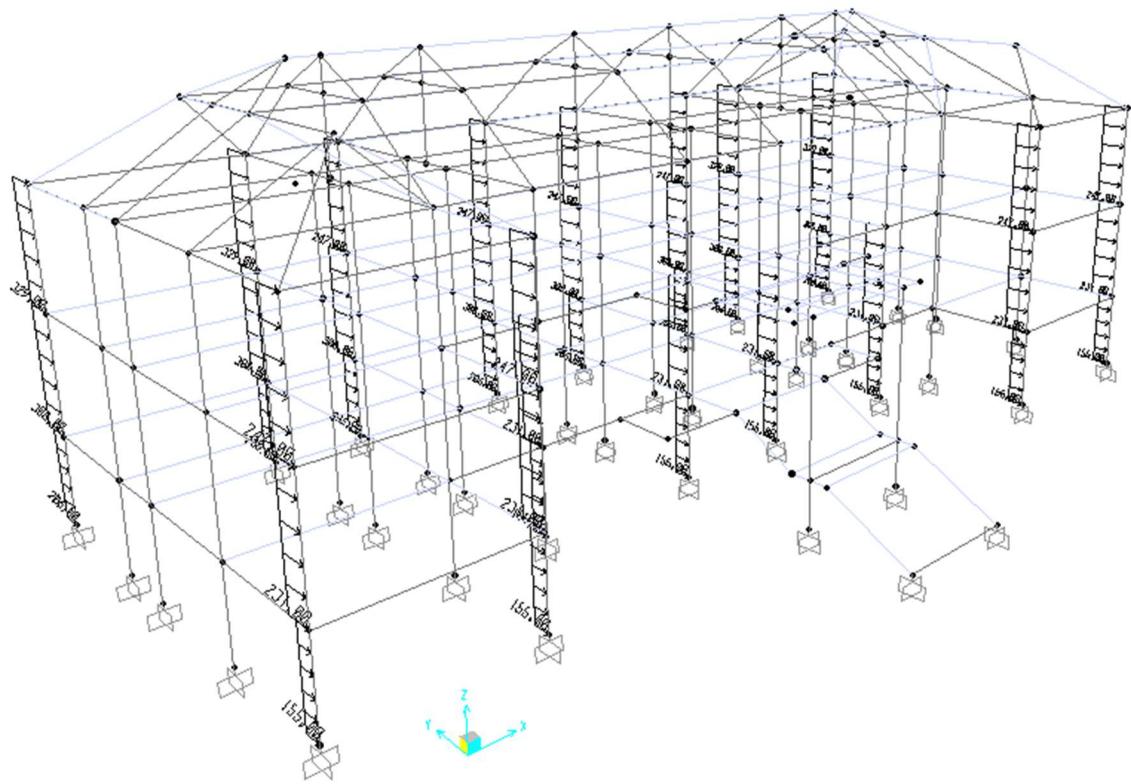
STT	Tầng	H (m)	Z _j (m)	k _j	Bề rộng	W _j _đẩy (dN/m)	W _j _hút (dN/m)
					đón gió B (m)		
0	Tầng Trệt	2,85	0	0	0	0	0
1	Tầng 1	3,6	2,9	0,79	2,85	205	154
2	Tầng 2	3,6	6,5	0,91	3,6	299	224
3	Mái	3,3	10,1	1	3,6	328	246
			13,4	1,06	3,3	319	239
SUM		13,35					



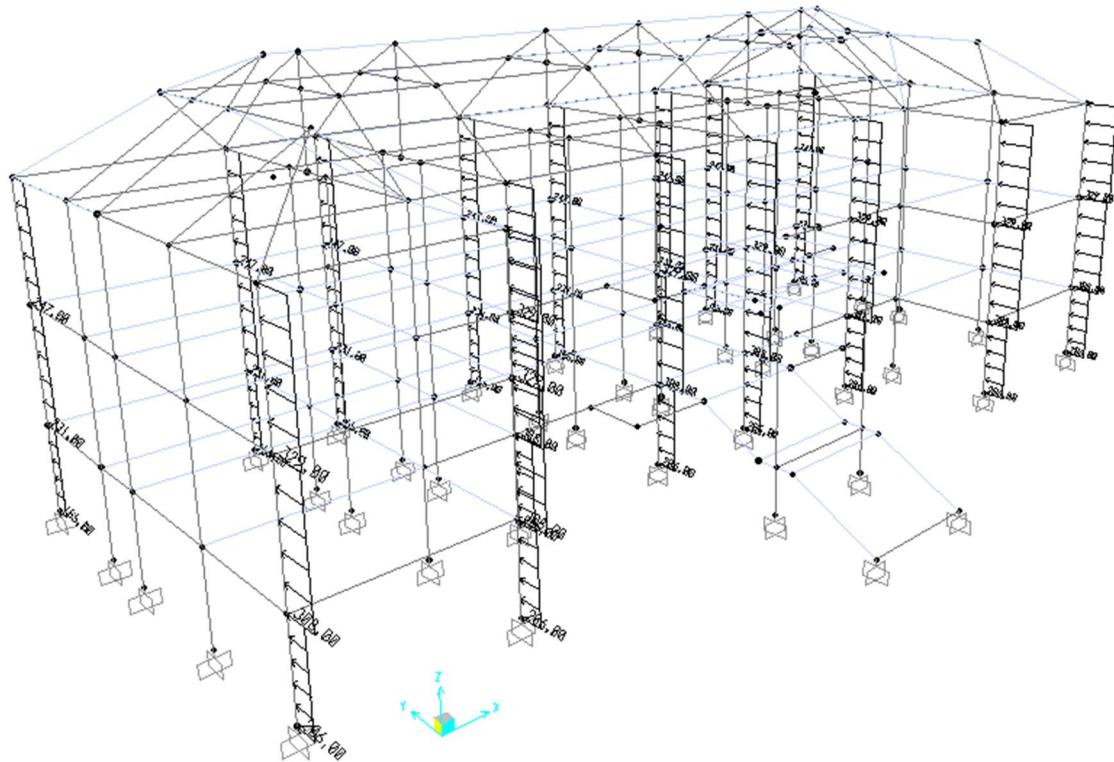
Hình 5.1. Gió X



Hình 5.2. Gió - X



Hình 5.3. Gió Y



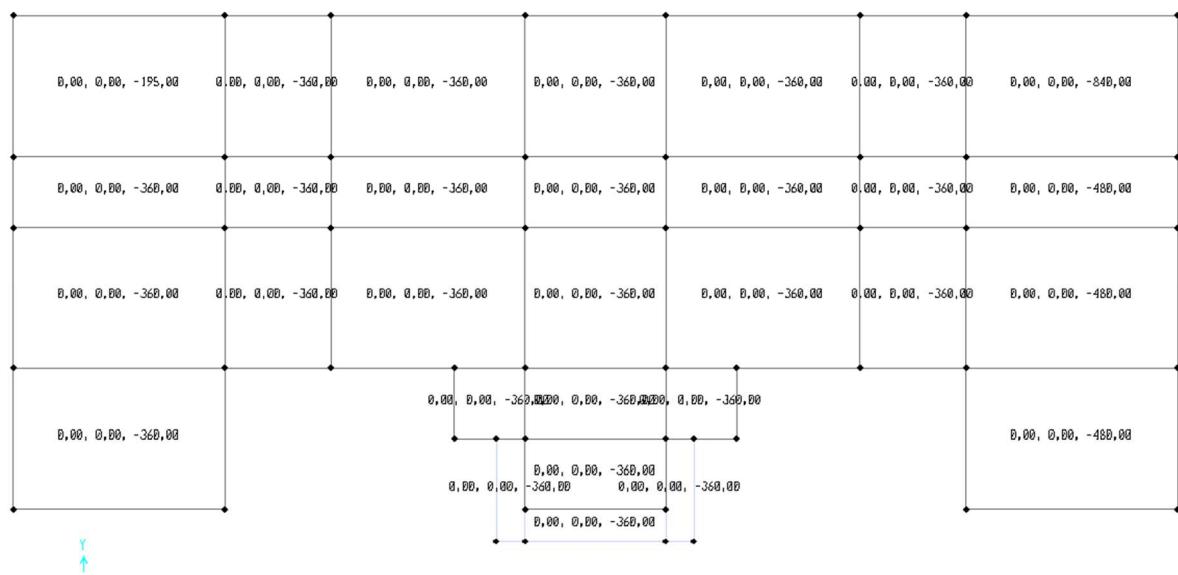
Hình 5.4. Gió –Y

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

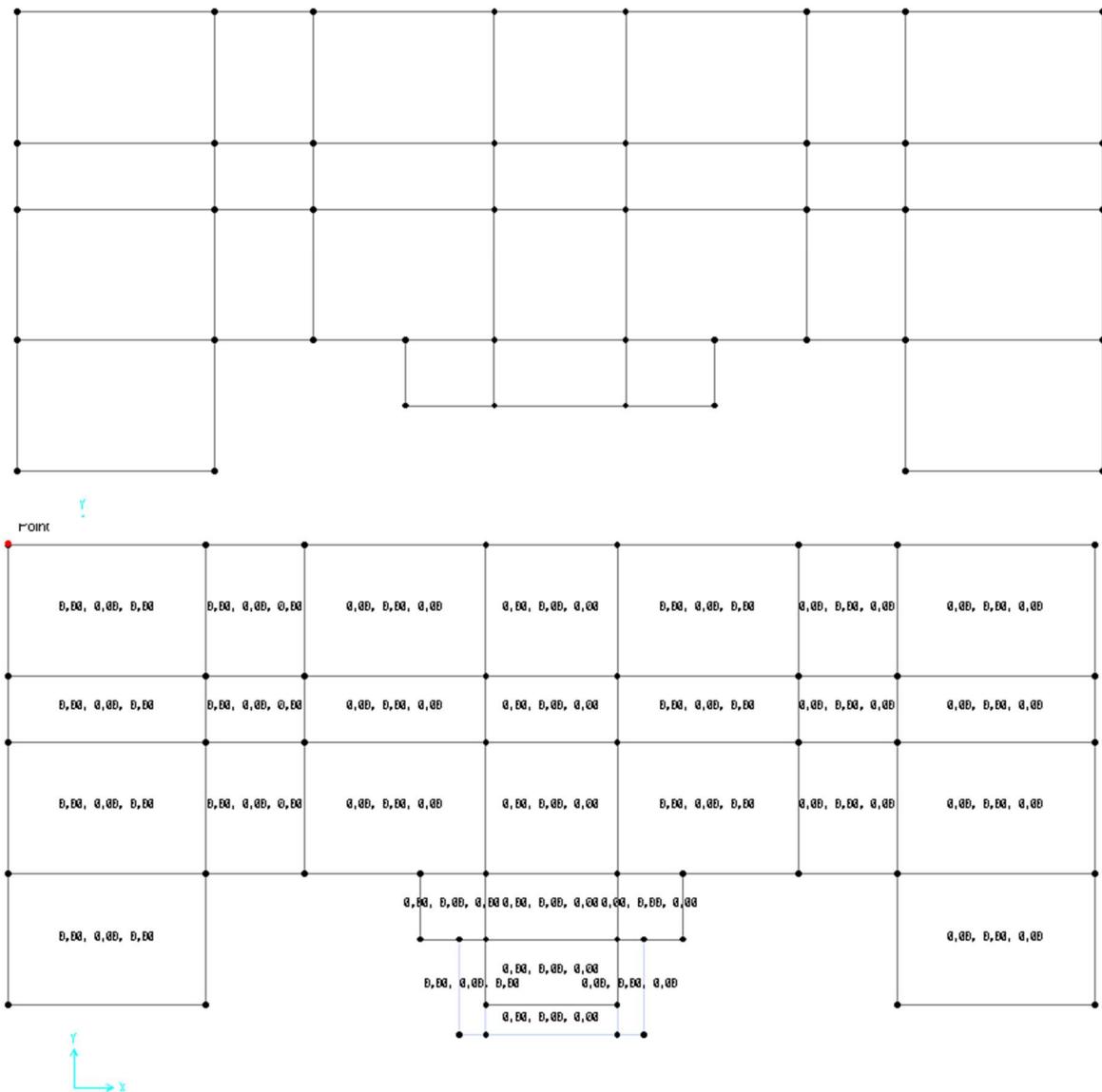
Mục đích của việc chất tải nhằm tìm các trường hợp bất lợi cho kết cấu công trình.

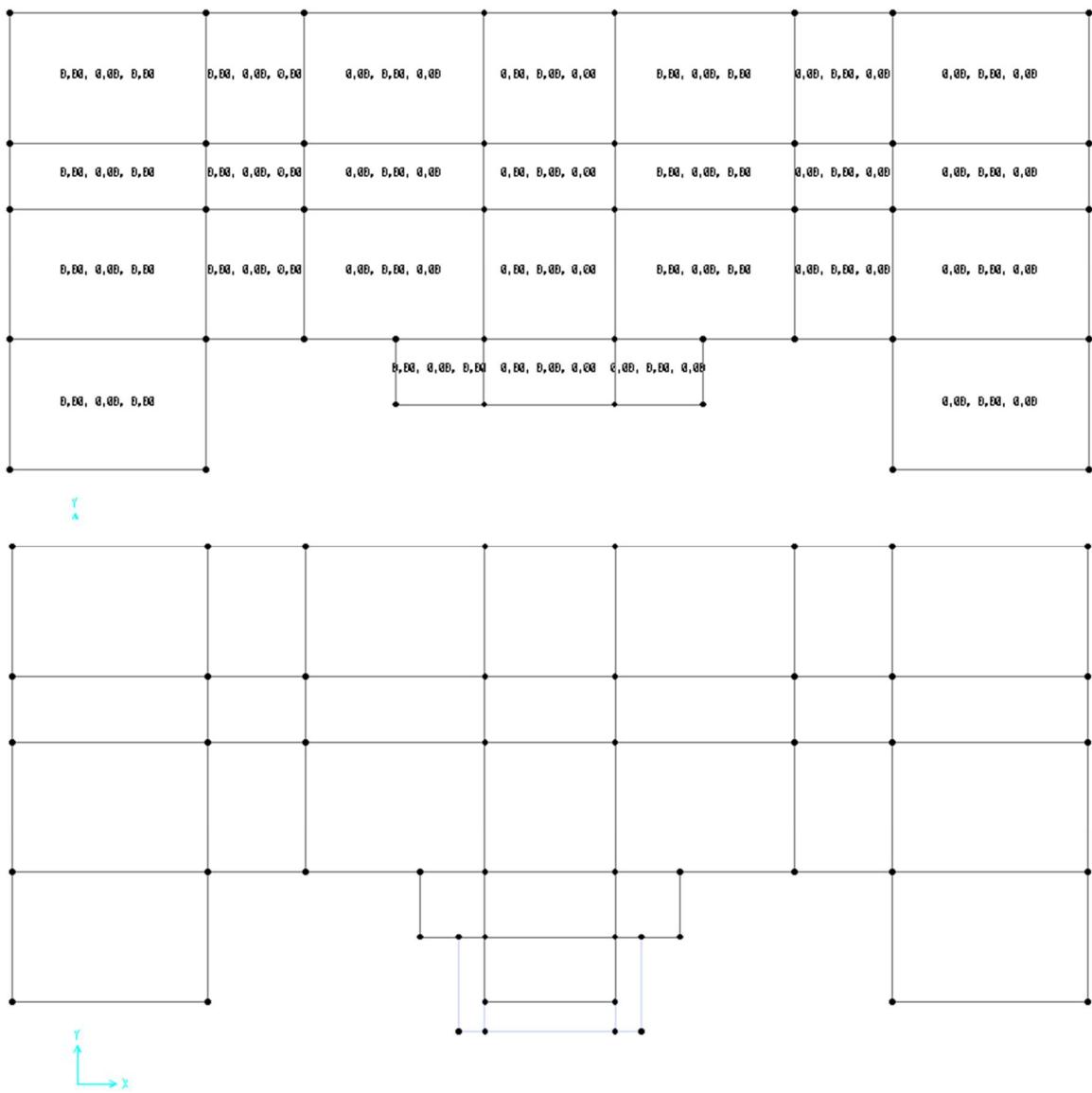
Công trình giải bằng sơ đồ khung không gian nên tải trọng sẽ được sinh viên chất theo sơ đồ khung không gian.

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.

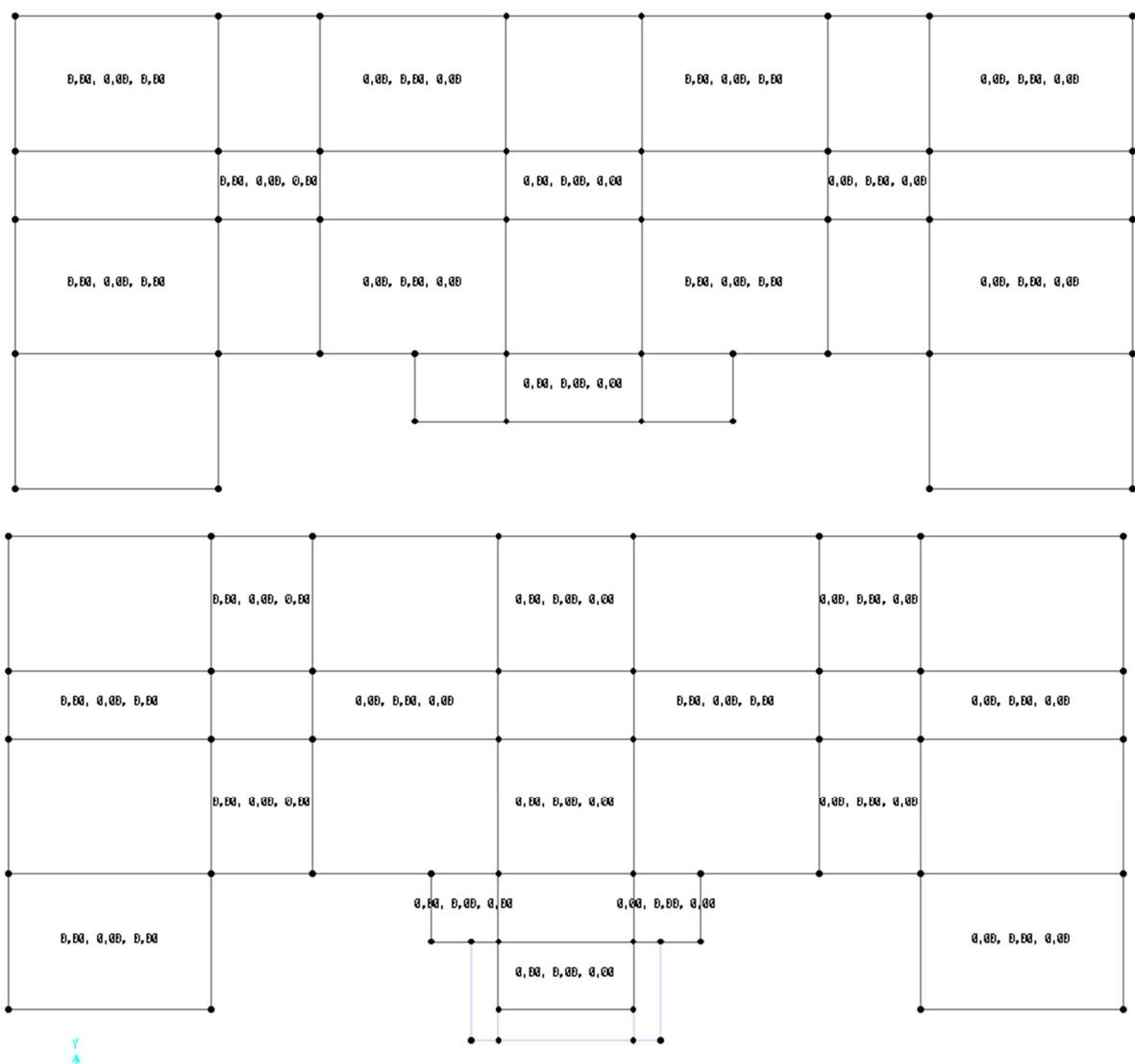


Hình 5.5. HT1 – Hoạt tải chất đầy

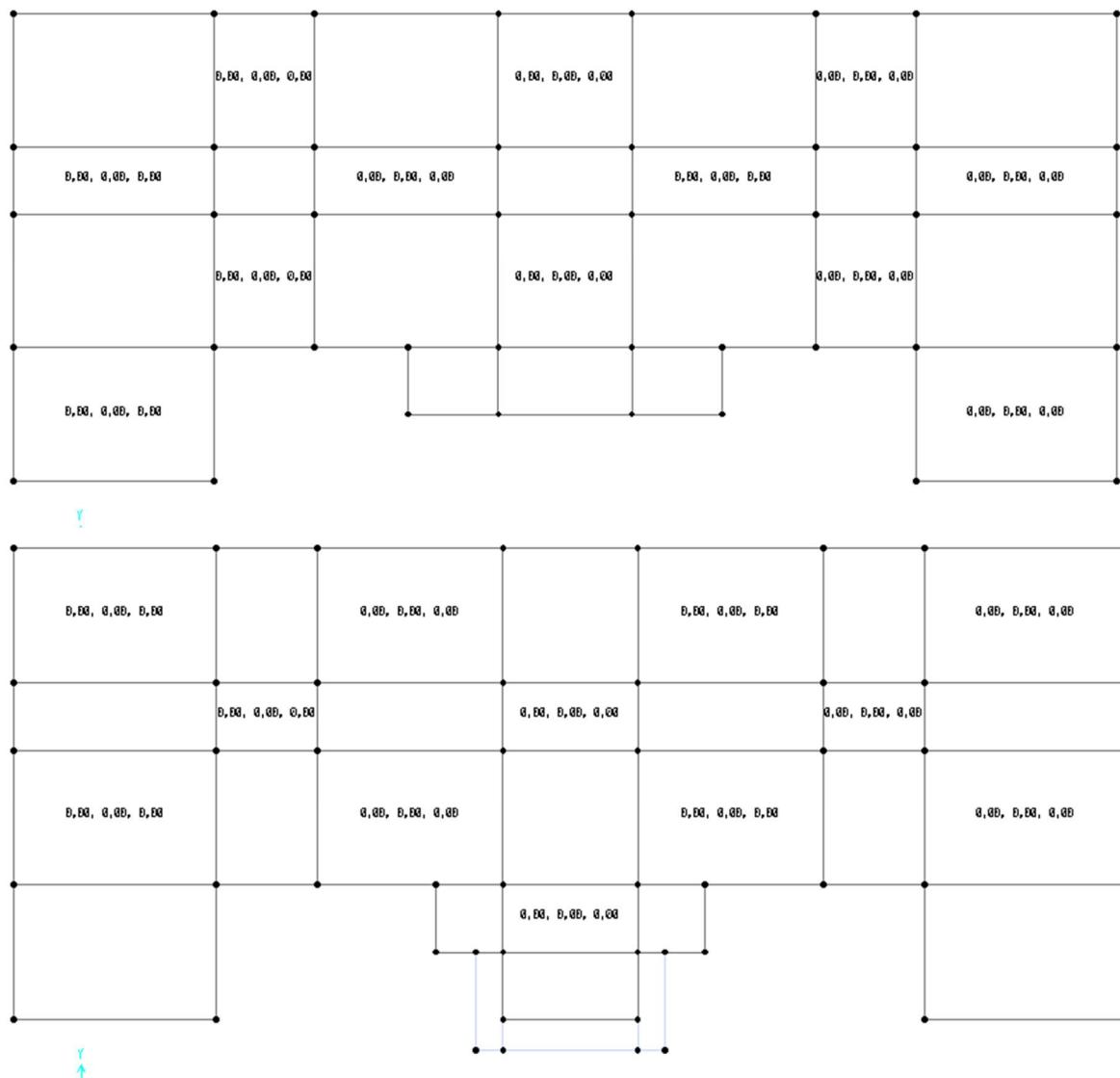




Hình 5.7. HT3 – Hoạt tải cách nhíp cách tầng phương Y



Hình 5.8. HT4 – hoạt tải liền nhíp cách tầng phương X



Hình 5.9. HT5 – hoạt tải liền nhịp cách tầng phương Y

5.3.3. 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: $1.0 \times$ Tĩnh tải + $0.9 \times$ Tổng các hoạt tải tạm thời làm tăng nội lực cầu kiện.

$$1TT + 0.9HT + 0.9GX$$

$$1TT + 0.9HT + 0.9GY$$

$$1TT + 0.9HT - 0.9GX$$

$$1TT + 0.9HT - 0.9GY$$

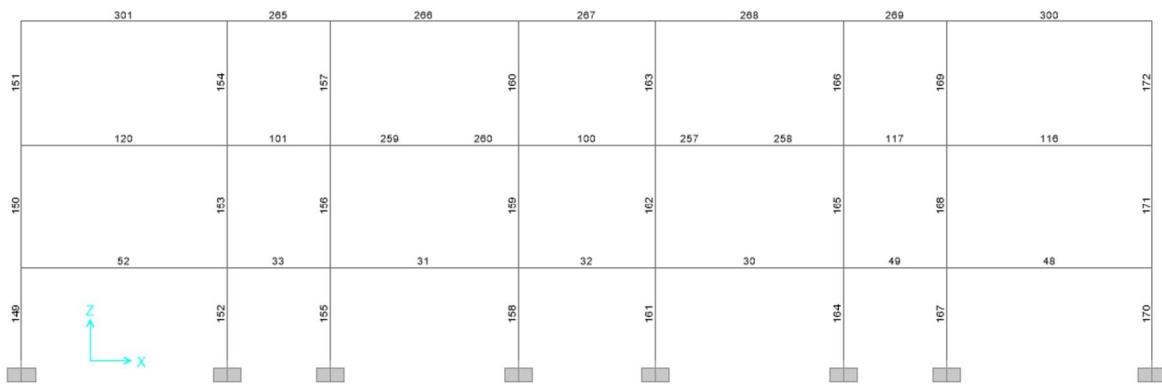
Bảng 5.2. Bảng tổ hợp tải trọng

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	$1.0 TT + 0.9 (HT4 + GIOY)$

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

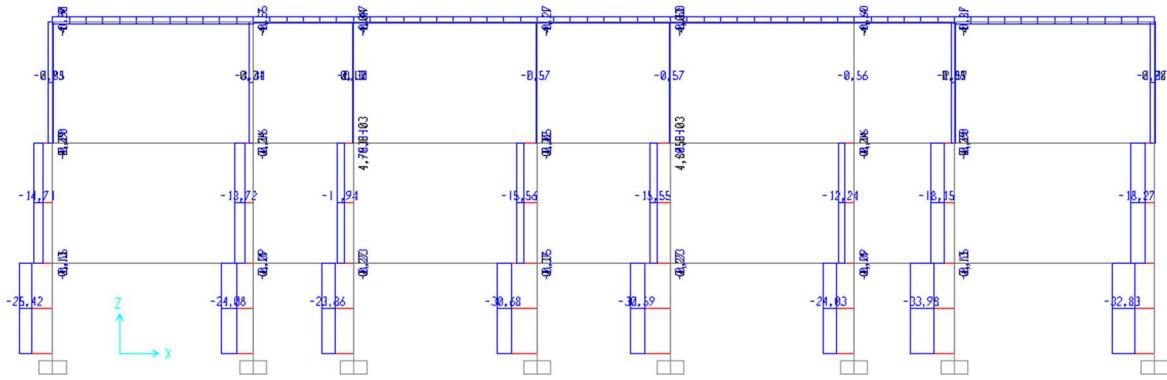
5.4 Tính toán và cấu tạo tiết diện cấu kiện đầm, cột

5.4.1. tính toán khung trục C

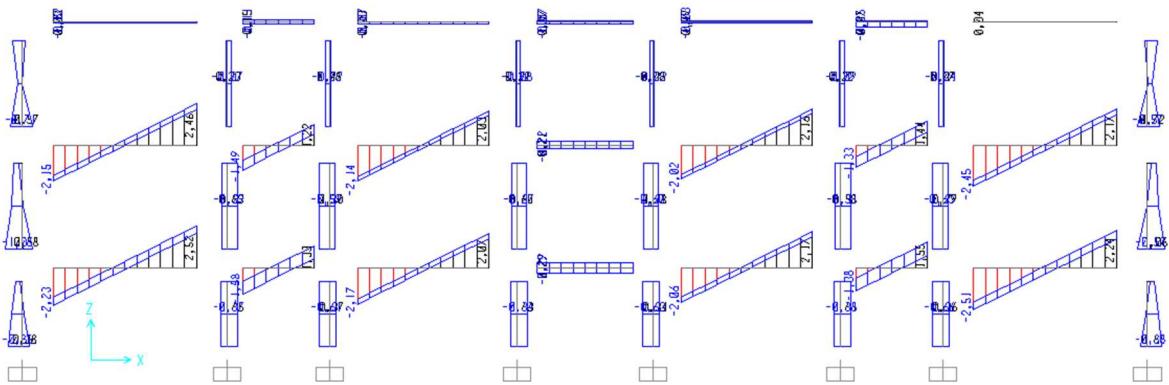


Hình 5.10. Kí hiệu cột

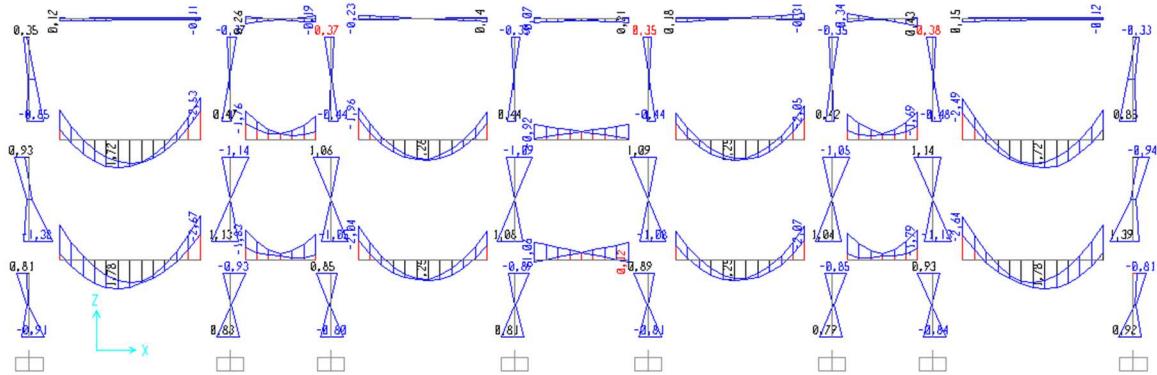
biểu đồ nội lực các trường hợp tải trọng (bAO)



Hình 5.11. Lực dọc N (T)



Hình 5.12. Moment M 2-2 (T.m)



Hình 5.13. Moment M 3-3 (T.m)

5.4.1.1. Tính toán cột đại diện 156

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: $b \times h = 20 \times 30 \text{ cm}$.

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

a. Nội lực cột

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

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

b. Tính toán theo phương cạnh h

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

Chọn $a = a' = 4 \text{ cm} \Rightarrow h_0 = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$

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 $e_o = \max(e_1; e_a) = 8,948 \text{ cm}$.

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

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

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

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{20x30^3}{12} = 45.000 \text{ cm}^4$$

$$\delta_{e_{min}} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01R_b = 0,5 - 0,01 \frac{252}{30} - 0,01x8,5 = 0,331$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$A_s = \frac{N(e + 0,5x - h_0)}{R_{sc}Z_a} = \frac{12,24 \times 10^3 (20,2 + 0,5 \times 8,63 - 26)}{280 \times 9,81 \times 22} = -0,29$$

Cặp lực Nmax= 7,29T Mtu=1,11T

Chọn a=a'=4cm => h_0=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: $e_a \geq \max(\frac{H}{600}, \frac{h}{30}) = \max(\frac{360}{600}, \frac{30}{30}) = 1 \text{ cm}$

Độ lệch tâm ban đầu $e_o = \max(e_1; e_a) = 15,2 \text{ cm}$.

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

$$J_s = (A_s + A'_s)(0,5h - a)^2 = \mu_s b h_0 (0,5h - a)^2$$

$$= 0,015 \times 20 \times 26 (0,5 \times 30 - 4)^2$$

$$= 944 \text{ cm}^4$$

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

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

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

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

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

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

$$= \frac{6,4 \times 23.000 \times 10}{252^2} \left[\frac{45.000}{2} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,508} + 0,1 \right) + 9,13 \times 944 \right] = 346T$$

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

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

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

$x_1 < \xi_R h_0 = 16,9$. 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 $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$

$$\mu_s = \frac{A_s + A'_s}{b h_0} = \frac{4,02 \times 2}{20 \times 26} \times 100 = 1,55\%$$

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

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

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 $\emptyset 6 \geq 1/4\emptyset_{dọc max}$

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

Bảng 5.3. 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.vệ a=a'	Tính và chọn thép (bố trí dọc cạnh b)						
		N- max	M3- tư	M3- max	N - tư					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	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
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

CHƯƠNG 5. Tính toán và cấu tạo khung trục 2 & C

Tầng	Tên phần tử	Giá trị 2 cặp nội lực				Ch.cao cột H	b	h	Lớp b.vệ a=a'	Tính và chọn thép (bố trí dọc cạnh b)						
		N- max	M3- tư	M3- max	N - tư					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 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

5.4.1.2. Tính dầm khung trục 2

Tính đại diện dầm 52

a. Vật liệu

Máy bê tông: B15

Cường độ nén R_b : 8,50 Mpa

Cường độ kéo R_{bt} : 0,75 Mpa

Modun đàn hồi E_{bt} : 2,3E+04 Mpa

Máy thép dọc:

Cường độ kéo R_s : 280,00 Mpa

Cường độ nén R_{sc} : 280,00 Mpa

Máy thép đai:

Cường độ kéo R_s : 175,00 Mpa

Cường độ nén R_{sc} : 2,1E+05 Mpa

$\xi_R=0,650$

b. Thông số hình học dầm

Chiều rộng tiết diện dầm b: 200 mm

Chiều cao tiết diện dầm h: 350 mm

Trọng tâm cốt thép a: 20 mm

$$h_0 = h - a = mm$$

c. Thông số nội lực

Momen M_n : 0,94Tm

Momen M_g : 0,65Tm

Lực cắt Q: 0,25T

d. Tính thép dầm

– Tại nhịp:

Tính toán cốt thép dọc dầm bê tông cốt thép

$$\alpha_m = \frac{M}{bR_bbh_0^2} = 0,051 \leq \alpha_R = 0,439$$

\Rightarrow Chỉ cần đặt cốt đơn

Tính toán đặt cốt đơn

$$\zeta = 0,5x\sqrt{(1 + (1 - 2\alpha_m)} = 0,97$$

$$A_n = 0,0 \text{ cm}^2$$

$$A_k = \frac{M}{R_s\zeta h_0} = 1,05 \text{ cm}^2$$

Hàm lượng cốt thép

$$\mu_s = \frac{A_k + A_n}{bh_0} = 0,2\% \leq \mu_{max} = \frac{\xi_R R_b}{R_s} = 2,0\%$$

Tính cốt thép đai dầm bê tông cốt thép

Kiểm tra cường độ trên tiết diện nghiêng theo ứng suất nén chính

$$Q_{nc} = 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_bh_0b = 16,8 > Q = 0,25T$$

Trong đó:

$$\varphi_{w1}\varphi_{b1} = 1 \text{ (Giả thiết)}$$

\Rightarrow Dầm đủ khả năng chịu ứng suất nén chính

Kiểm tra sự cần thiết phải đặt cốt đai

$$Q_{bmin} = \varphi_{b3}(1 + j_n)R_{bt}h_0b = 3,0 > Q = 0,25T$$

$$\varphi_n = 0 \text{ (Bỏ qua ảnh hưởng của lực dọc trực)}$$

$$\varphi_{b3} = 0,6 \text{ (Đối với bê tông nặng)}$$

\Rightarrow Chỉ cần đặt cốt đai theo cấu tạo

Tính toán và bố trí cốt đai chịu cắt

$$0,7Q_{nc} = 11,8 > Q = 0,25T$$

\Rightarrow Tính toán theo phương pháp thực hành

$$M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}h_0^2b = 3Tm$$

Trong đó:

$$\varphi_{b2} = 2 \text{ (Đối với bê tông nặng)}$$

$$\varphi_f = 0$$

$$C^* = \frac{2M_b}{Q} = 25,66 \text{ m}$$

Lấy $C = C^*$, $C_0 = 2h_0$

$$Q_b = \frac{M_b}{C} = 0,13T$$

$$Q_{bmin} = \varphi_{b3}(1 + j_n)R_{bt}h_0b = 3,0T$$

$$Q_{b1} = \text{Max}(Q_{bmin}, Q_b) = 3,0 \text{ T}$$

$$q_{sw} = \frac{(Q - Q_{b1})}{C_0} = -4,1 \text{ T}$$

$$q_{sw} = \frac{Q_{bmin}}{2h_0} = 4,5 \text{ T}$$

$$\text{Lấy } q_{sw} = \text{Max}(q_{sw1}, q_{sw2}) = 4,50T$$

Bố trí thép đai

Bộ trí thép Ø8, số nhánh đai n=2. Diện tích dép đai $A_d = 1,0 \text{ cm}^2$

Khoảng cách đai theo tính toán:

$$s_{tt} = R_{sw}nA_dq_{sw} = 391mm$$

Khoảng cách đai theo cấu tạo:

$$s_{ct} = 263mm$$

Khoảng cách lớn nhất giữa các cốt đai s_{max}

$$s_{max} = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}h_0^2b}{q_{sw}} = 545 mm$$

Trong đó: $\varphi_{b4} = 1,5$ đối với bê tông nặng

\Rightarrow Khoảng cách thép đai lớn nhất $S = \min(s_{tt}, s_{max}, s_{ct}) = 263mm$

– Tại gối:

Tính toán cốt thép dọc dầm bê tông cốt thép

$$\alpha_m = \frac{M}{bR_bbh_0^2} = 0,035 \leq \alpha_R = 0,439$$

\Rightarrow Chỉ cần đặt cốt đơn

Tính toán đặt cốt đơn

$$\zeta = 0,5x\sqrt{(1 + (1 - 2\alpha_m)} = 0,98$$

$$A_n = 0,0 \text{ cm}^2$$

$$A_k = \frac{M}{R_s\zeta h_0} = 0,71 \text{ cm}^2$$

Hàm lượng cốt thép

$$\mu_s = \frac{A_k + A_n}{bh_0} = 0,1\% \leq \mu_{max} = \frac{\xi_R R_b}{R_s} = 2,0\%$$

Tính cốt thép đai dầm bê tông cốt thép

Kiểm tra cường độ trên tiết diện nghiêng theo ứng suất nén chính

$$Q_{nc} = 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_bh_0b = 16,8 > Q = 0,25 T$$

Trong đó:

$$\varphi_{w1}\varphi_{b1} = 1 \text{ (Giả thiết)}$$

\Rightarrow Dầm đủ khả năng chịu ứng suất nén chính

Kiểm tra sự cần thiết phải đặt cốt đai

$$Q_{bmin} = \varphi_{b3}(1 + j_n)R_{bt}h_0b = 3,0 > Q = 0,25 T$$

$\varphi_n = 0$ (Bỏ qua ảnh hưởng của lực dọc trực)

$\varphi_{b3} = 0,6$ (Đối với bê tông nặng)

⇒ Chỉ cần đặt cốt đai theo cấu tạo
Tính toán và bố trí cốt đai chịu cắt

$$0,7Q_{nc} = 11,8 > Q = 0,25 T$$

⇒ Tính toán theo phương pháp thực hành

$$M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}h_0^2b = 3 Tm$$

Trong đó:

$$\varphi_{b2} = 2 \text{ (Đối với bê tông nặng)}$$

$$\varphi_f = 0$$

$$C^* = \frac{2M_b}{Q} = 25,66 \text{ m}$$

Lấy $C = C^*$, $C_0 = 2h_0$

$$Q_b = \frac{M_b}{C} = 0,13T$$

$$Q_{bmin} = \varphi_{b3}(1 + j_n)R_{bt}h_0b = 3,0T$$

$$Q_{b1} = \text{Max}(Q_{bmin}, Q_b) = 3,0 \text{ T}$$

$$q_{sw1} = \frac{(Q - Q_{b1})}{C_0} = -4,1 \text{ T}$$

$$q_{sw2} = \frac{Q_{bmin}}{2h_0} = 4,5 \text{ T}$$

$$\text{Lấy } q_{sw} = \text{Max}(q_{sw1}, q_{sw2}) = 4,50T$$

Bố trí thép đai

Bố trí thép Ø8, số nhánh đai $n=2$. Diện tích thép đai $A_d = 1,0 \text{ cm}^2$

Khoảng cách đai theo tính toán:

$$s_{tt} = R_{sw}nA_dq_{sw} = 391mm$$

Khoảng cách đai theo cấu tạo:

$$s_{ct} = 263mm$$

Khoảng cách lớn nhất giữa các cốt đai s_{max}

$$s_{max} = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}h_0^2b}{q_{sw}} = 545 mm$$

Trong đó: $\varphi_{b4} = 1,5$ đối với bê tông nặng

Khoảng cách thép đai lớn nhất $S = \min(s_{tt}, s_{max}, s_{ct}) = 263mm$

CHƯƠNG 5. Tính toán và cấu tạo khung trục 2 & C

Bảng 5.4. Bảng tính thép dầm khung trục C

Vị trí	Phản tử	b (m)	h (m)	Mômen M3 (T.m)	Lực cắt Q2 (T)	A _N (cm ²)	A _K (cm ²)	μ _{max} (%)	Đường kính dai Φ	Số nhánh dai n	Khoảng cách dai S (mm)	Đơn vị tư vấn Thiết kế							
												Thép chịu nén				Thép dai			
												Bô trí thép	A _{Nbt} (cm ²)	A _{Nbt} - A _N (cm ²)	μ _{bt} (%)				
Nhip	30,00	0,20	0,30	2,71	4,19	0,0	3,9	2,0	8	2	225	2Φ18	5,1	5,1	0,9	2Φ18	5,1	0,9	200
Gối	30,00	0,20	0,35	3,92	4,19	0,0	4,8	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Nhip	31,00	0,20	0,35	2,71	4,19	0,0	3,2	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Gối	31,00	0,20	0,35	3,93	4,19	0,0	4,8	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Nhip	32,00	0,20	0,35	0,50	2,96	0,0	0,5	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Gối	32,00	0,20	0,35	2,89	2,96	0,0	3,4	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Nhip	33,00	0,20	0,35	0,55	3,05	0,0	0,6	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Gối	33,00	0,20	0,35	3,00	3,05	0,0	3,6	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Nhip	48,00	0,20	0,35	0,95	0,26	0,0	1,1	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Gối	48,00	0,20	0,35	0,64	0,26	0,0	0,7	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Nhip	49,00	0,20	0,35	0,55	3,05	0,0	0,6	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Gối	49,00	0,20	0,35	3,00	3,05	0,0	3,6	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Nhip	52,00	0,20	0,35	0,94	0,25	0,0	1,0	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Gối	52,00	0,20	0,35	0,65	0,25	0,0	0,7	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Nhip	100,00	0,20	0,35	0,40	2,83	0,0	0,4	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Gối	100,00	0,20	0,35	2,74	2,83	0,0	3,2	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Nhip	101,00	0,20	0,35	0,62	3,15	0,0	0,7	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Gối	101,00	0,20	0,35	3,18	3,15	0,0	3,8	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200

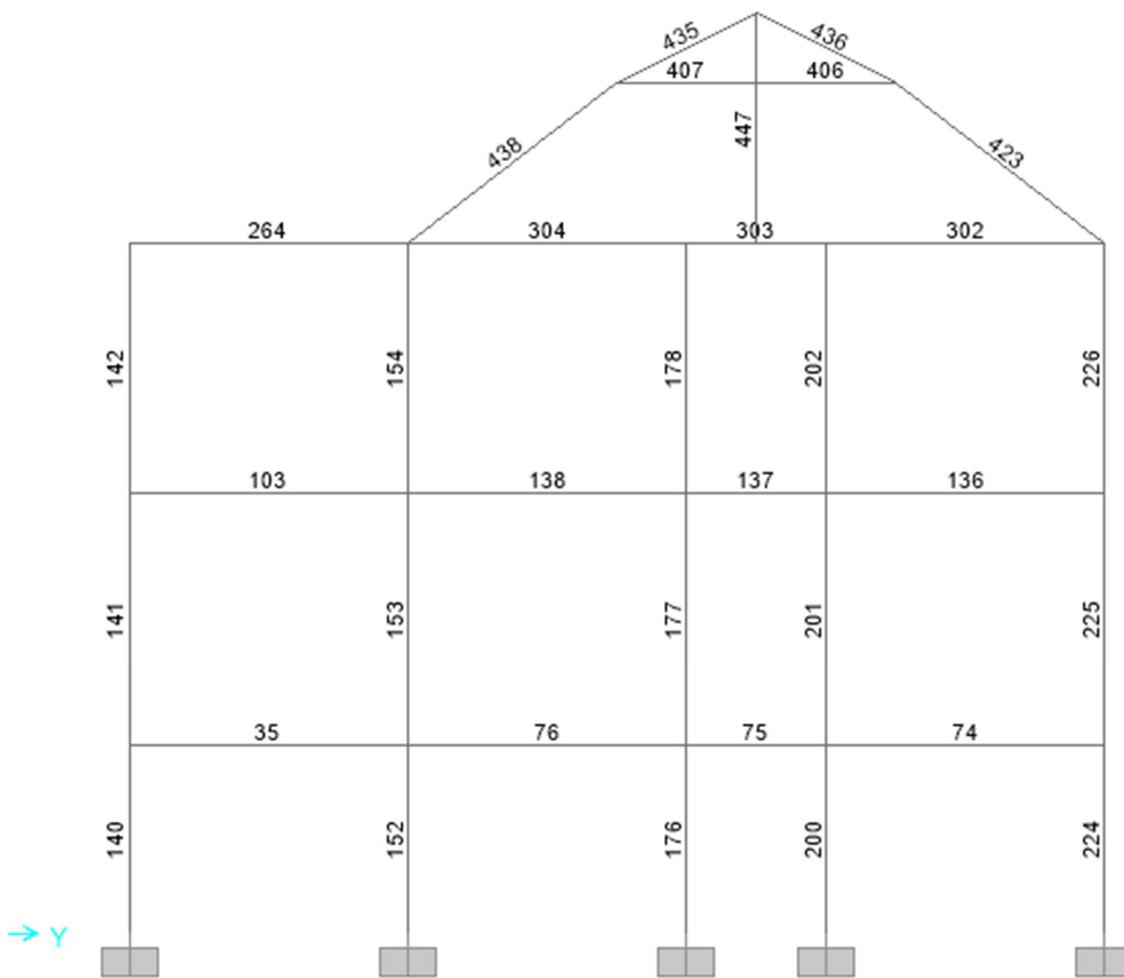
CHƯƠNG 5. Tính toán và cấu tạo khung trục 2 & C

Vị trí	Phản tử	b (m)	h (m)	Mômen M3 (T.m)	Lực cắt Q2 (T)	A _N (cm ²)	A _K (cm ²)	μ _{max} (%)	Đường kính dai Φ	Số nhánh dai n	Khoảng cách dai S (mm)	Đơn vị tuân Thiết kế							
												Thép chịu nén				Thép dai			
												Bô trí thép	A _{Nbt} (cm ²)	A _{Nbt} - A _N (cm ²)	μ _{bt} (%)	Bô trí thép	A _{Kbt} (cm ²)	μ _{bt} (%)	Chọn S _{bt} (mm)
Nhip	116,00	0,20	0,35	0,73	0,20	0,0	0,8	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Gối	116,00	0,20	0,35	0,49	0,20	0,0	0,5	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Nhip	117,00	0,20	0,35	0,61	3,14	0,0	0,7	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Gối	117,00	0,20	0,35	3,16	3,14	0,0	3,8	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Nhip	120,00	0,20	0,35	0,73	0,19	0,0	0,8	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Gối	120,00	0,20	0,35	0,45	0,19	0,0	0,5	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Nhip	258,00	0,20	0,35	3,92	4,03	0,0	4,8	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Gối	258,00	0,20	0,35	3,84	4,03	0,0	4,7	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Nhip	259,00	0,20	0,35	3,93	4,03	0,0	4,8	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Gối	259,00	0,20	0,35	3,84	4,03	0,0	4,7	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Nhip	265,00	0,20	0,35	2,89	0,38	0,0	3,4	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Gối	265,00	0,20	0,35	0,54	0,38	0,0	0,6	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Nhip	266,00	0,20	0,35	3,00	0,12	0,0	3,6	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Gối	266,00	0,20	0,35	0,44	0,12	0,0	0,5	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Nhip	267,00	0,20	0,35	0,64	0,07	0,0	0,7	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Gối	267,00	0,20	0,35	0,08	0,07	0,0	0,1	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Nhip	268,00	0,20	0,35	3,00	0,12	0,0	3,6	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Gối	268,00	0,20	0,35	0,44	0,12	0,0	0,5	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Nhip	269,00	0,20	0,35	0,65	0,34	0,0	0,7	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Gối	269,00	0,20	0,35	0,50	0,34	0,0	0,6	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200

CHƯƠNG 5. Tính toán và cấu tạo khung trục 2 & C

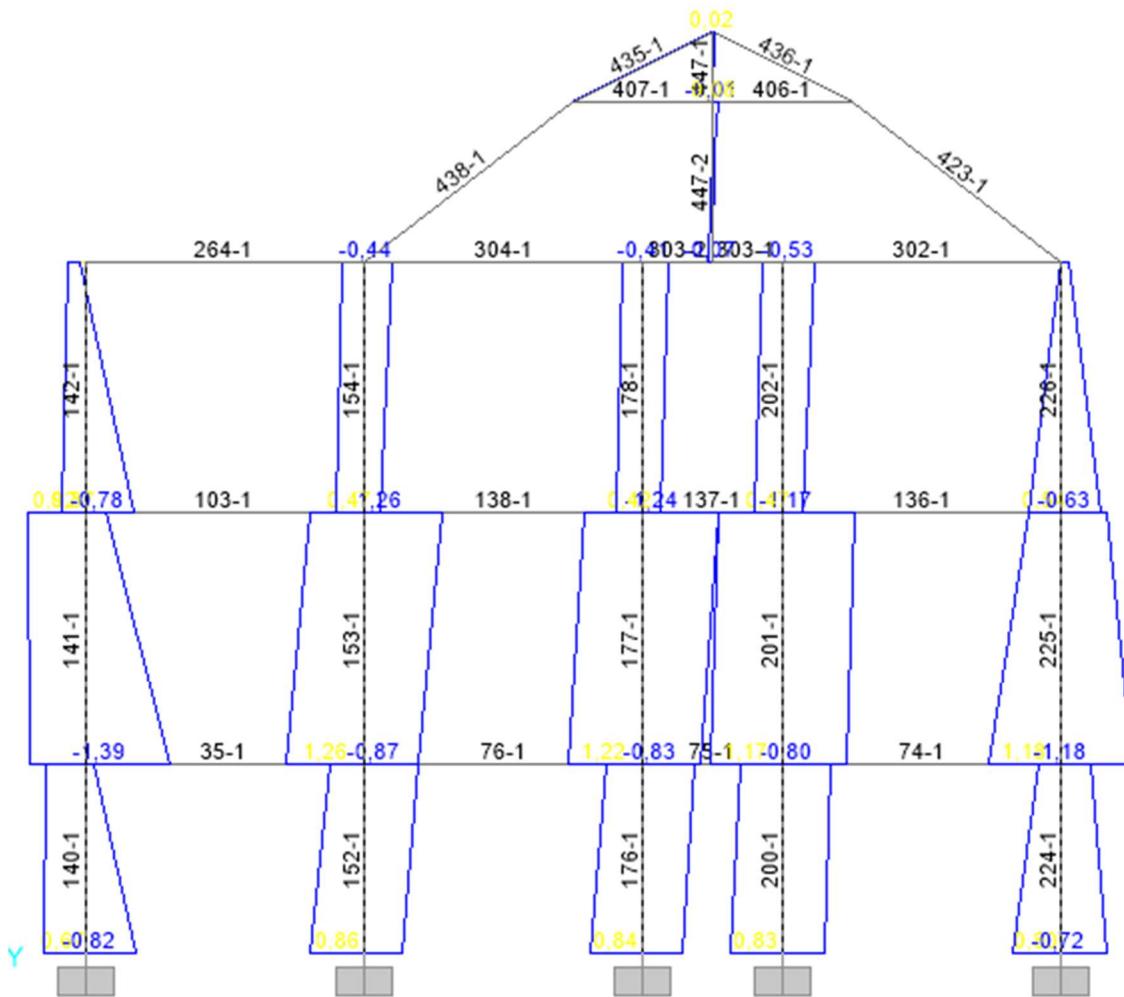
Vị trí	Phản tử	b (m)	h (m)	Mômen M3 (T.m)	Lực cắt Q2 (T)	A_N (cm ²)	A_K (cm ²)	μ_{max} (%)	Đường kính dai Φ	Số nhánh dai n	Khoảng cách dai S (mm)	Đơn vị tư vấn Thiết kế							
												Thép chịu nén				Thép dai			
												Bố trí thép	A_{Nb} (cm ²)	$A_{Nb} - A_N$ (cm ²)	μ_{bt} (%)	Bố trí thép	A_{Kb} (cm ²)	μ_{bt} (%)	Chọn S_{bt} (mm)
Nhip	300,00	0,20	0,35	2,74	0,06	0,0	3,2	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Gối	300,00	0,20	0,35	0,08	0,06	0,0	0,1	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Nhip	301,00	0,20	0,35	3,18	0,07	0,0	3,8	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200
Gối	301,00	0,20	0,35	0,13	0,07	0,0	0,1	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	5,1	0,8	2Φ18	5,1	0,8	200

5.4.2. Tính toán khung trục 2

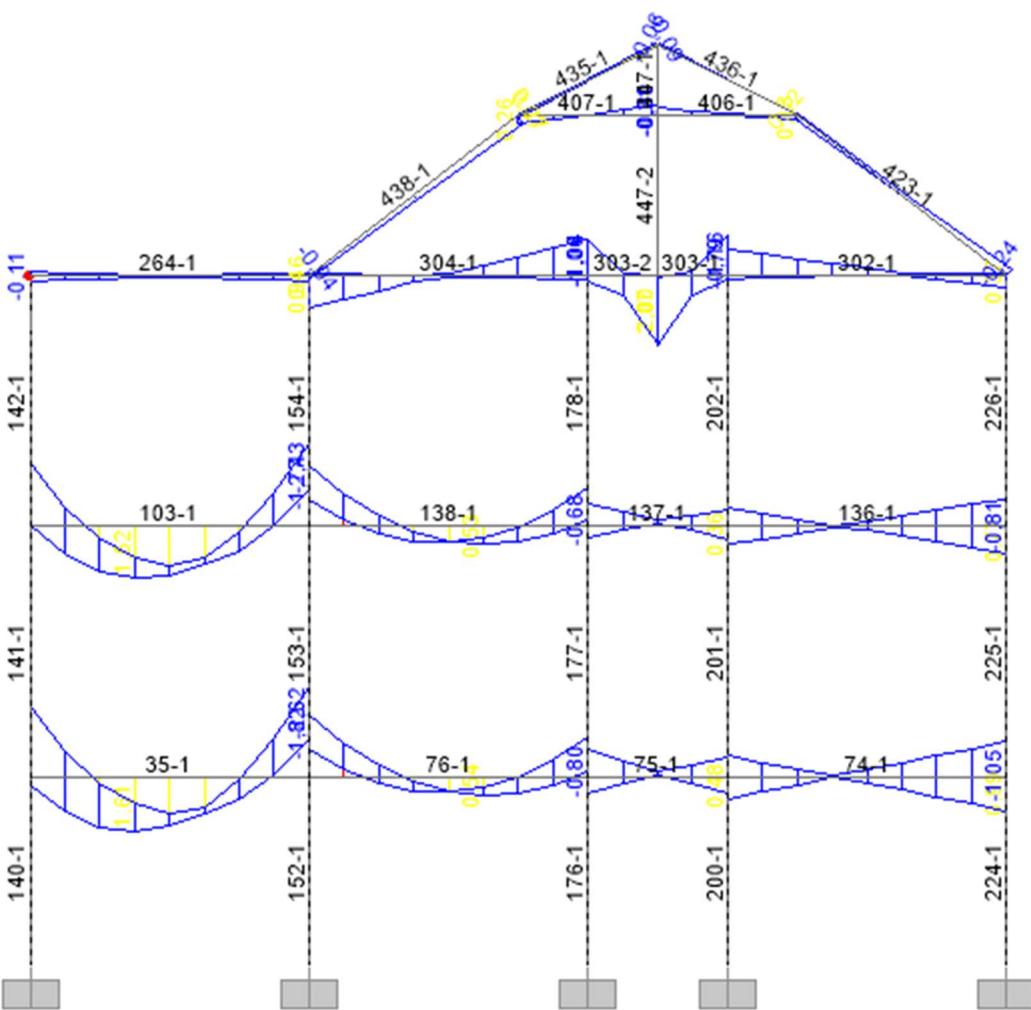


Hình 5.14. Kí hiệu cột

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



Hình 5.15. Moment M 2-2 (kN.m)



Hình 5.16. Moment M 3-3 (kN.m)

5.4.2.1. Tính toán cột đại diện 152

Bê tông B15 : $R_b = 850T/m^2$

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

Thép đai CI: $R_{sw} = 17.500 T/m^2$

Tiết diện tính toán: $b \times h = 20 \times 30 \text{ cm}$.

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

a. Nội lực cột

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

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

b. Tính toán theo phương cạnh h

Cặp lực Nmax= 36,75T Mtu=0,64T

Chọn a=a'=4cm => h₀=30-4= 21 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: $e_a \geq \max\left(\frac{H}{600}, \frac{h}{30}\right) = \max\left(\frac{270}{600}, \frac{30}{30}\right) = 1 \text{ cm}$

Độ lệch tâm ban đầu e₀= max(e₁; e_a) = 1,747 cm.

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

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

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

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

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

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

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

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

$$= \frac{6,4 \times 23.000 \times 10}{189^2} \left[\frac{45.000}{2} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,352} + 0,1 \right) + 9,13 \times 1271 \right] = 796T$$

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

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

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

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

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

$$A_s = \frac{N(e + 0,5x - h_0)}{R_{sc}Z_a} = \frac{36,75x10^3(12,8 + 0,5x8,63 - 21)}{280x9,81x17} = 3,42$$

Cặp lực Nmax= 17,22T Mtu=0,65T

Chọn a=a'=4cm => h₀=30-4= 21 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: $e_a \geq \max\left(\frac{H}{600}, \frac{h}{30}\right) = \max\left(\frac{270}{600}, \frac{30}{30}\right) = 1 \text{ cm}$

Độ lệch tâm ban đầu e_o= max(e₁; e_a) = 3,8 cm.

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

$$\begin{aligned} J_s &= (A_s + A'_s)(0,5h - a)^2 = \mu_s b h_0 (0,5h - a)^2 \\ &= 0,025x20x21(0,5x30 - 4)^2 \\ &= 1271 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

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

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{20x30^3}{12} = 45.000 \text{ cm}^4$$

$$\delta_{e_{min}} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 R_b = 0,5 - 0,01 \frac{189}{30} - 0,01x8,5 = 0,352$$

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

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

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

$$= \frac{6,4x 23.000 x10}{189^2} \left[\frac{45.000}{2} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,352} + 0,1 \right) + 9,13 x 1271 \right] = 605T$$

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

$$e = \eta e_0 + \frac{h}{2} - a = 1,029x3,8 + \frac{30}{2} - 4 = 14,9$$

$$x_1 = \frac{N}{\gamma_b R_b b} = \frac{17,22x10^3}{0,85x8,5x9,81x20} = 12,15$$

$x_1 < \xi_R h_0 = 13,65$. Đóng 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 $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$

$$\mu_s = \frac{A_s + A'_s}{bh_0} = \frac{4,02 \times 2}{20 \times 21} \times 100 = 1,91\%$$

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 170mm.

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 $a_d = 200 < 15\emptyset_{dọc min} = 240$

Bảng 5.5. 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.vệ a=a'	Tính và chọn thép (bố trí dọc cạnh b)						
		N- max	M3- tư	M3- max	N - tư					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	20	25	4	0,46	2	16			4,02	1,91
Tầng 1	140	23,56	0,05	1,42	23,56	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	176	27,77	0,56	0,91	27,77	270	20	25	4	2,63	2	16			4,02	1,91
Tầng 1	200	24,08	0,58	0,93	24,08	270	20	25	4	2,95	2	16			4,02	1,91
Tầng 2	201	13,72	0,53	1,14	13,72	360	20	25	4	0,70	2	16			4,02	1,91
Tầng 2	225	15,56	0,25	1,37	15,56	360	20	25	4	2,10	2	16			4,02	1,91
Tầng 2	141	13,84	0,46	1,89	13,84	360	20	25	4	2,63	2	16			4,02	1,91
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	177	15,57	0,53	1,15	15,57	360	20	25	4	1,33	2	16			4,02	1,91
Tầng 3	202	3,34	0,07	0,47	0,01	360	20	25	4	0,31	2	16			4,02	1,91
Tầng 3	226	4,86	0,11	0,69	0,54	360	20	25	4	0,34	2	16			4,02	1,91
Tầng 3	142	4,12	0,60	1,00	0,07	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	178	3,40	0,07	0,49	0,04	360	20	25	4	1,75	2	16			4,02	1,91

5.4.2.2. Tính dầm khung trục 2

Tính đại diện dầm 35

a. Vật liệu

Máy bê tông: B15

- Cường độ nén R_b : 8,50 Mpa
- Cường độ kéo R_{bt} : 0,75 Mpa
- Modun đàn hồi E_{bt} : 2,3E+04 Mpa

Máy thép dọc:

- Cường độ kéo R_s : 280,00 Mpa
- Cường độ nén R_{sc} : 280,00 Mpa

Máy thép đai:

- Cường độ kéo R_s : 175,00 Mpa
- Cường độ nén R_{sc} : 2,1E+05 Mpa

$\xi_R=0,650$

b. Thông số hình học dầm

Chiều rộng tiết diện dầm b: 200 mm

Chiều cao tiết diện dầm h: 300 mm

Trọng tâm cốt thép a: 20 mm

$$h_0 = h - a = 280 \text{ mm}$$

c. Thông số nội lực

- Momen M_h : 1,61Tm
- Momen M_g : 2,62Tm
- Lực cắt Q: 3,32T

d. Tính thép dầm

- Tại nhịp:

Tính toán cốt thép dọc dầm bê tông cốt thép

$$\alpha_m = \frac{M}{bR_bbh_0^2} = 0,121 \leq \alpha_R = 0,439$$

\Rightarrow Chỉ cần đặt cốt đơn

Tính toán đặt cốt đơn

$$\zeta = 0,5x\sqrt{(1 + (1 - 2\alpha_m))} = 0,94$$
$$A_n = 0,0 \text{ cm}^2$$

$$A_k = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = 2,20 \text{ cm}^2$$

Hàm lượng cốt thép

$$\mu_s = \frac{A_k + A_n}{bh_0} = 0,4\% \leq \mu_{max} = \frac{\xi_R R_b}{R_s} = 2,0\%$$

Tính cốt thép đai dầm bê tông cốt thép

Kiểm tra cường độ trên tiết diện nghiêng theo ứng suất nén chính

$$Q_{nc} = 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b h_0 b = 14,3 > Q = 3,32 \text{ T}$$

Trong đó:

$$\varphi_{w1}\varphi_{b1} = 1 \text{ (Giả thiết)}$$

\Rightarrow Dầm đủ khả năng chịu ứng suất nén chính

Kiểm tra sự cần thiết phải đặt cốt đai

$$Q_{bmin} = \varphi_{b3}(1 + j_n)R_{bt}h_0 b = 2,5 \leq Q = 3,32 \text{ T}$$

$\varphi_n = 0$ (Bỏ qua ảnh hưởng của lực dọc trực)

$$\varphi_{b3} = 0,6 \text{ (Đối với bê tông nặng)}$$

\Rightarrow Cần phải đặt cốt đai chịu cắt

Tính toán và bố trí cốt đai chịu cắt

$$0,7Q_{nc} = 10,0 > Q = 3,32 \text{ T}$$

\Rightarrow Tính toán theo phương pháp thực hành

$$M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}h_0^2 b = 2 \text{ Tm}$$

Trong đó:

$$\varphi_{b2} = 2 \text{ (Đối với bê tông nặng)}$$

$$\varphi_f = 0$$

$$C^* = \frac{2M_b}{Q} = 1,42 \text{ m}$$

Lấy $C = C^*$, $C_0 = 2h_0$

$$Q_b = \frac{M_b}{C} = 1,66 \text{ T}$$

$$Q_{bmin} = \varphi_{b3}(1 + j_n)R_{bt}h_0 b = 2,5 \text{ T}$$

$$Q_{b1} = \text{Max}(Q_{bmin}, Q_b) = 2,5 \text{ T}$$

$$q_{sw1} = \frac{(Q - Q_{b1})}{C_0} = 1,4 \text{ T}$$

$$q_{sw} = \frac{Q_{bmin}}{2h_0} = 4,5 \text{ T}$$

Lấy $q_{sw} = \text{Max}(q_{sw1}, q_{sw2}) = 4,50T$

Bố trí thép đai

Bố trí thép Ø8, số nhánh đai n=2. Diện tích thép đai $A_d = 1,0 \text{ cm}^2$

Khoảng cách đai theo tính toán:

$$s_{tt} = R_{sw} n A_d q_{sw} = 391mm$$

Khoảng cách đai theo cấu tạo:

$$s_{ct} = 225mm$$

Khoảng cách lớn nhất giữa các cốt đai s_{max}

$$s_{max} = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}h_0^2 b}{q_{sw}} = 392 mm$$

Trong đó: $\varphi_{b4} = 1,5$ đối với bê tông nặng

\Rightarrow Khoảng cách thép đai lớn nhất $S = \min(s_{tt}, s_{max}, s_{ct}) = 225mm$

– Tại gối:

Tính toán cốt thép dọc dầm bê tông cốt thép

$$\alpha_m = \frac{M}{bR_b b h_0^2} = 0,141 \leq \alpha_R = 0,439$$

\Rightarrow Chỉ cần đặt cốt đơn

Tính toán đặt cốt đơn

$$\zeta = 0,5 \times \sqrt{(1 + (1 - 2\alpha_m))} = 0,92$$

$$A_n = 0,0 \text{ cm}^2$$

$$A_k = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = 3,07 \text{ cm}^2$$

Hàm lượng cốt thép

$$\mu_s = \frac{A_k + A_n}{b h_0} = 0,5\% \leq \mu_{max} = \frac{\xi_R R_b}{R_s} = 2,0\%$$

Tính cốt thép đai dầm bê tông cốt thép

Kiểm tra cường độ trên tiết diện nghiêng theo ứng suất nén chính

$$Q_{nc} = 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b h_0 b = 16,8 > Q = 3,32 T$$

Trong đó:

$$\varphi_{w1}\varphi_{b1} = 1 \text{ (Giả thiết)}$$

\Rightarrow Dầm đủ khả năng chịu ứng suất nén chính

Kiểm tra sự cần thiết phải đặt cốt đai

$$Q_{bmin} = \varphi_{b3}(1 + j_n)R_{bt}h_0 b = 3,0 \leq Q = 3,32 T$$

$\varphi_n = 0$ (Bỏ qua ảnh hưởng của lực dọc trục)

$\varphi_{b3} = 0,6$ (Đối với bê tông nặng)

\Rightarrow Cần phải đặt cốt đai chịu cắt

Tính toán và bố trí cốt đai chịu cắt

$$0,7Q_{nc} = 11,8 > Q = 3,32\text{ T}$$

\Rightarrow Tính toán theo phương pháp thực hành

$$M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}h_0^2b = 3\text{ Tm}$$

Trong đó:

$\varphi_{b2} = 2$ (Đối với bê tông nặng)

$\varphi_f = 0$

$$C^* = \frac{2M_b}{Q} = 1,97\text{ m}$$

Lấy $C = C^*$, $C_0 = 2h_0$

$$Q_b = \frac{M_b}{C} = 1,66\text{ T}$$

$$Q_{bmin} = \varphi_{b3}(1 + j_n)R_{bt}h_0b = 3,0\text{ T}$$

$$Q_{b1} = \text{Max}(Q_{bmin}, Q_b) = 3,0\text{ T}$$

$$q_{sw1} = \frac{(Q - Q_{b1})}{C_0} = 0,5\text{ T}$$

$$q_{sw2} = \frac{Q_{bmin}}{2h_0} = 4,5\text{ T}$$

Lấy $q_{sw} = \text{Max}(q_{sw1}, q_{sw2}) = 4,50\text{ T}$

Bố trí thép đai

Bố trí thép Ø8, số nhánh đai $n=2$. Diện tích thép đai $A_d = 1,0\text{ cm}^2$

Khoảng cách đai theo tính toán:

$$s_{tt} = R_{sw}nA_dq_{sw} = 391\text{ mm}$$

Khoảng cách đai theo cấu tạo:

$$s_{ct} = 263\text{ mm}$$

Khoảng cách lớn nhất giữa các cốt đai s_{max}

$$s_{max} = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}h_0^2b}{q_{sw}} = 545\text{ mm}$$

Trong đó: $\varphi_{b4} = 1,5$ đối với bê tông nặng

\Rightarrow Khoảng cách thép đai lớn nhất $S = \text{min}(s_{tt}, s_{max}, s_{ct}) = 263\text{ mm}$

Bảng 5.6. Bảng tính thép dầm khung trục C

Vị trí	Tên dầm	Phần tử	b (m)	h (m)	Mômen M3 (T.m)	Lực cắt Q2 (T)	A _N (cm ²)	A _K (cm ²)	μ _{max} (%)	Đường kính dai Φ	Số nhánh dai n	Khoảng cách dai S (mm)	Đơn vị tuân thiêt kế						
													Thép chịu nén			Thép dai			
													Bó trí thép	A _{Nbt} (cm ²)	μ _{bt} (%)				
Nhip	35	35	0,20	0,30	1,61	3,32	0,0	2,2	2,0	8	2	225	2Φ18	5,1	0,9	2Φ18	5,1	0,9	200
Gối	35	35	0,20	0,30	2,62	3,32	0,0	3,1	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	0,9	2Φ18	5,1	0,9	200
Nhip	74	74	0,20	0,30	0,99	0,43	0,0	1,1	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	0,9	2Φ18	5,1	0,9	200
Gối	74	74	0,20	0,30	1,05	0,43	0,0	1,2	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	0,9	2Φ18	5,1	0,9	200
Nhip	75	75	0,20	0,30	0,48	0,64	0,0	0,5	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	0,9	2Φ18	5,1	0,9	200
Gối	75	75	0,20	0,30	0,80	0,64	0,0	0,9	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	0,9	2Φ18	5,1	0,9	200
Nhip	76	76	0,20	0,30	0,54	1,83	0,0	0,6	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	0,9	2Φ18	5,1	0,9	200
Gối	76	76	0,20	0,30	1,82	1,83	0,0	2,1	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	0,9	2Φ18	5,1	0,9	200
Nhip	103	103	0,20	0,30	1,52	3,21	0,0	1,7	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	0,9	2Φ18	5,1	0,9	200
Gối	103	103	0,20	0,30	2,43	3,21	0,0	2,8	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	0,9	2Φ18	5,1	0,9	200
Nhip	136	136	0,20	0,30	0,77	0,33	0,0	0,8	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	0,9	2Φ18	5,1	0,9	200
Gối	136	136	0,20	0,30	0,81	0,33	0,0	0,9	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	0,9	2Φ18	5,1	0,9	200
Nhip	137	137	0,20	0,30	0,36	0,51	0,0	0,4	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	0,9	2Φ18	5,1	0,9	200
Gối	137	137	0,20	0,30	0,68	0,51	0,0	0,7	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	0,9	2Φ18	5,1	0,9	200
Nhip	138	138	0,20	0,30	0,53	1,81	0,0	0,6	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	0,9	2Φ18	5,1	0,9	200
Gối	138	138	0,20	0,30	1,77	1,81	0,0	2,0	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	0,9	2Φ18	5,1	0,9	200
Nhip	264	264	0,20	0,30	0,16	0,07	0,0	0,2	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	0,9	2Φ18	5,1	0,9	200
Gối	264	264	0,20	0,30	0,11	0,07	0,0	0,1	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	0,9	2Φ18	5,1	0,9	200
Nhip	302	302	0,20	0,30	0,37	0,29	0,0	0,4	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	0,9	2Φ18	5,1	0,9	200

Tính toán và cấu tạo khung trục 2 & C

Vị trí	Tên dầm	Phản tử	b (m)	h (m)	Mômen M3 (T.m)	Lực cắt Q2 (T)	A_N (cm ²)	A_K (cm ²)	μ_{max} (%)	Đường kính dai Φ	Số nhánh dai n	Khoảng cách dai S (mm)	Đơn vị tuân Thiết kế						
													Thép chịu nén			Thép dai			
													Bố trí thép	A_{Nbt} (cm ²)	μ_{bt} (%)	Bố trí thép	A_{Kbt} (cm ²)	μ_{bt} (%)	Chọn S_{bt} (mm)
Gối	302	302	0,20	0,30	0,79	0,29	0,0	0,9	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	0,9	2Φ18	5,1	0,9	200
Nhip	303	303	0,20	0,30	2,07	3,08	0,0	2,4	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	0,9	2Φ18	5,1	0,9	200
Gối	303	303	0,20	0,30	1,16	3,08	0,0	1,3	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	0,9	2Φ18	5,1	0,9	200
Nhip	304	304	0,20	0,30	0,94	0,50	0,0	1,0	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	0,9	2Φ18	5,1	0,9	200
Gối	304	304	0,20	0,30	1,04	0,50	0,0	1,2	2,0	8	2	263	2Φ18	5,1	0,9	2Φ18	5,1	0,9	200

CHƯƠNG 6. THIẾT KẾ MÓNG KHUNG TRỤC 3

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 70m (chiều sâu tối đa của hố khoan D03-C12-70)

- Lớp Cát San đắp (-0,50m đến -1,5m): 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 (-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 -70m): Lớp cát hạt trung lẩn sạn, trạng thái chặt, bè dày 21,5m

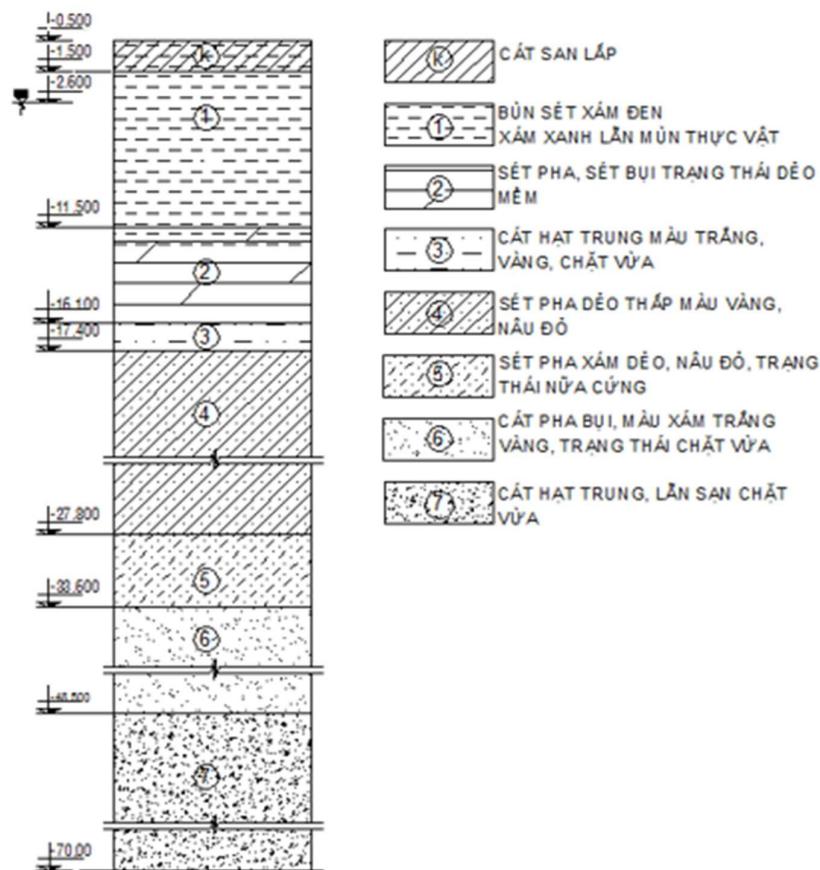
6.1.2. Kết quả xử lý và thông kê địa chất

Bảng 6.1. Chỉ tiêu cơ lý các lớp đất

Lớp	Tên đất	Bè dày	Dung trọng tự nhiên	Dung trọng đáy nổi	Độ ẩm tự nhiên	Chỉ số SPT	Góc nội ma sát	Lực dính kết	Độ sét	Mô đun tổng biến dạng
		H (m)	γw kN/m ³	γdn kN/m ³	W (%)	N30	ϕ (°)	CII kN/m ²	IL	E100-400 kN/m ²
							(°)	kN/m ²		
K	Cát san lắp	1	-	-	-	-	-	-	-	-
1	Lớp bùn sét, xám đen, xám xanh, lẩn mùn thực vật	10,0	17,1	7,1	73,3	2,0	6030'	5,8	0,80	860
2	Sét pha sét bụi dẻo mềm	4,6	20,1	10,1	24,1	9,0	9030'	17,3	0,53	8230
3	Cát hạt trung màu xám trắng, vàng, chặt vừa	1,3	20,2	10,2	17,6	19,0	24030'	3,3	-	10340
4	Sét pha dẻo thấp, màu vàng, nâu đỏ	10,4	19,7	9,9	22,5	16,0	9040'	27,0	0,50	5340
5	Sét pha xám dẻo, nâu đỏ, trạng thái nuga cứng	5,8	20,0	10,1	23,8	21,0	15020'	23,8	0,20	8500
6	Cát pha bụi, màu xám trắng vàng, trạng thái chặt vừa	14,9	20,1	10,2	21,3	27,0	21030'	7,4	-	11420

CHƯƠNG 6. Thiết kế móng khung trực 3

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 đuyền tổng biến dạng
		H (m)	γw kN/m ³	γdn kN/m ³	W (%)	N30	ϕ (°)	CII kN/m ²	IL	E100-400 kN/m ²
7	Cát hạt trung lắn sạn chặt vừa	20,9	20,2	10,3	18,7	30	27000'	3,1	-	14562



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 đồ án, 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 bề dày nhỏ chỉ có 1.3m, và không sâu lăm đo 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 5 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

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.HCM 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.

a. 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 móng 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.

b. 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 chật 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, lõn cát dày và thời gian ép lâu.

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

6.2.2. Tải trọng tính toán (thành phần lực dọc cộng thêm tải tác dụng sàn tầng hầm)

Tải trọng tính toán được sử dụng để tính nền móng theo trạng thái giới hạn thứ I. Vì khung đối xứng nên chỉ cần tính móng cho cột biên trục 3-A và cột giữa trục 3-B, từ bảng tóm hợp nội lực sinh viên chọn ra các tóm hợp

Bảng 6.2. Tóm hợp tải trọng tính nguy hiểm nhất để tính toán cho móng khung trục 3.toán tại chân cột biên khung trục

Column	Tổ Hợp	N	My	Mx	Qy	Qx
C25	Nmax, My, Mx, Qy, Qx	-4864,281	-413,0161	-8,4342	-4,949	-172,373
C25	N, Mymax, Mx, Qy, Qx	-4445,524	-425,8618	-6,7131	-2,552	-168,203
C25	N, My, Mxmax, , Qy, Qx	-4160,563	-211,0454	-442,0627	-160,608	-105,594
C25	N, My, Mx, Qymax, Qx	-4199,743	-215,8438	445,8008	160,671	-106,94
C25	N, My, Mx, Qy, Qxmax,	-4748,488	-412,9265	-8,3409	-4,72	-173,331

Bảng 6.3. Tóm hợp tải trọng tính toán tại chân cột giữa khung trục 3

Column	Tổ Hợp	N	My	Mx	Qy	Qx
C10	Nmax, My, Mx, Qy, Qx	-6964,186	-4,1069	22,6536	15,472	-3,523
C10	N, Mymax, Mx, Qy, Qx	-5424,803	-256,2922	49,8751	21,465	-90,549
C10	N, My, Mxmax, , Qy, Qx	-5416,14	-7,2592	313,7908	120,521	-4,095
C10	N, My, Mx, Qymax, Qx	-4843,262	-1,2934	239,9516	121,306	-2,742
C10	N, My, Mx, Qy, Qxmax,	-4847,457	238,7646	20,2078	12,396	113,539

6.2.3. Tải trọng tiêu chuẩn (thành phần lực dọc cộng thêm tải tác dụng sàn tầng hầm)

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 tóm hợp các tải trọng tiêu chuẩn lên móng đúng ra phải làm bảng tóm 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 tóm hợp tải trọng tính toán chia cho hệ số vượt tải trung bình $n = 1,15$.

6.3 thiết kế móng M1 tại cột biên C25

6.3.1. Đài cọc

Bê tông cấp độ bền B25 ($R_b = 14.5 \text{ MPa}$)

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

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

Sơ bộ chiều cao đài cọc là $H=1,5\text{m}$, sau đó tiến hành tính toán, kiểm tra lại.

Thiết kế mặt đài trùng với mép trên kết cấu sàn tầng hầm. Do đó chiều sâu chôn đài so với mặt đất tự nhiên là: $-3,5\text{m} + -1,5 = -5 \text{ m}$ (trong đó $-3,5 \text{ m}$ là cao độ mặt sàn tầng hầm, $1,5\text{m}$ là chiều cao sơ bộ của đài).

6.3.1.1. Loại cọc và chiều sâu ép cọc

Chọn cọc $400x400$, Bô trí $8\varnothing 16$

Chọn mũi cọc cắm sâu vào cát pha trạng vừa (lớp đất số 6) và chiều sâu hạ cọc phải lớn hơn 8m. Vậy chọn chiều sâu mũi cọc cắm vào lớp đất số 6 bằng $3,85\text{m}$.

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

$$L_{chon coc} = 33,6\text{m} + 3,85\text{m} = 37,45 \text{ m.}$$

Đoạn cọc ngàm vào đài: $L_{ngam} = 0,6\text{m}$

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

$$L_{coc} = L_{chon coc} - h_{dai} = 37,45 - 5,05 = 32,4 \text{ m.}$$

Chiều dài thực tế của cọc: $L = L_{coc} + L_{ngam} = 32,4 + 0,6 = 33\text{m}$ (3 đoạn cọc 11m)

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

6.3.2.1. 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

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

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

Vì cọc ngàm trong đài và mũi cọc tựa trên nền đất cát pha chặt vừa nên $\mu = 0,7$

$$\Rightarrow l_0 = 0,7 \times 33 = 23,1\text{m} \Rightarrow \lambda = 23,1 / 0,4 = 58$$

$$\Rightarrow \varphi = 1,028 - 0,0000288 \times 58^2 - 0,0016 \times 58 = 0,84$$

R_n : Cường độ chịu nén của bê tông B30. $R_n = 170 \text{ daN/cm}^2$.

F_b : Diện tích mặt cắt ngang của cọc.

R_a : Cường độ tính toán của thép AIII. $R_a = 3650 \text{ daN/cm}^2$.

F_a : Diện tích tiết diện ngang cốt dọc. $F_a = 16,08 \text{ cm}^2$.

$$P_{vl} = 0,84 \times (170 \times 40 \times 40 + 3650 \times 16,08) = 277781 \text{ daN}$$

Ta chọn P_{vl} cho cọc là 2780 kN

6.3.2.2. 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:

$$R_{c,u} = \gamma_c (\gamma_{cq} q_b A_b + u \sum \gamma_{cf} f_i l_i)$$

Trong đó:

- γ_c là hệ số điều kiện làm việc của cọc, $\gamma_c = 1$
- $\gamma_{cq} = 1,1$ là hệ số điều kiện làm việc của đất dưới mũi cọc xác định theo bảng 4 TCVN 10304:2014
- γ_{cf} 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, $u = 1,6m$
- A_b là diện tích tiết diện ngang mũi cọc, $A_b = 0,16m^2$
- 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 q_b theo bảng 2 TCVN 10304:2014

Chiều sâu mũi cọc so với mặt đất tự nhiên: $37,45m - 1,5m = 35,95m > 35m$

Đất dưới mũi cọc là cát pha bụi, hạt nhỏ, trạng thái chặt vừa

$$\Rightarrow q_b = 4100 \text{ kN/m}^2$$

Cường độ sức kháng trung bình trên thân cọc fixli

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	Z _i	l _i	γ_{cf}	f _i	f _i xl _i
			m	m			
đất đắp	-	-	-	-	-	-	-
lớp 1	dẻo mềm	I _b =0,8	6,775	6,45	1	8	51,6
lớp 2	dẻo mềm	I _b =0,53	12,3	4,6	1	27	124,2
lớp 3	chặt vừa	cát hạt trung	15,25	1,3	1	51	66,3
lớp 4	dẻo thấp	I _b =0,5	21,1	10,4	1	30	312
lớp 5	nửa cứng	I _b =0,2	29,2	5,8	1	93	539,4
lớp 6	chặt vừa	cát pha bụi	34,025	3,85	0,8	50	154
					SUM	1247,5	

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

$$\text{Vậy: } R_{c,u} = \gamma_c (\gamma_{cq} q_b A_b + u \sum \gamma_{cf} f_i l_i)$$

$$= 1 \times (1,1 \times 4100 \times 0,16 + 1,6 \times 1247,5) = 2717,6 \text{ kN}$$

Sức chịu tải cho phép của cọc (theo mục 7.1.11 TCVN 10304:2014)

$$R_{c,d(\text{coly})} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_k} = \frac{R_{c,u}}{\gamma_k} = \frac{2717.6}{1.55} = 1753.3\text{kN}$$

γ_k : là hệ số tin cậy theo đất phụ thuộc số lượng cọc trong móng, sơ bộ chọn móng cột biên C10 có 12 cọc ($\gamma_k=1,55$), sau đó tiến hành tính toán và kiểm tra lại.

6.3.2.3. Sức chịu tải của cọc $R_{c,u}$ theo các chỉ tiêu cường độ của đất nền (Phụ lục G2 TCVN 10304:2014)

Sức chịu tải cực hạn của cọc: $R_{c,u} = q_b \cdot A_b + u \sum f_i \cdot l_i$ (G1)

Kết thêm các hệ số điều kiện làm việc cọc ép theo **mục 7.2.3.1 TCVN 10304:2014** thì công thức G1 trở thành: $R_{c,u} = \gamma_c (\gamma_{cq} q_b \cdot A_b + u \sum \gamma_{cf} f_i \cdot l_i)$

Trong đó:

- γ_c là hệ số điều kiện làm việc của cọc, $\gamma_c = 1$
- $\gamma_{cq} = 1,1$ là hệ số điều kiện làm việc của đất dưới mũi cọc xác định theo bảng 4 TCVN 10304:2014
- γ_{cf} 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, $u=1,6\text{m}$
- A_b là diện tích tiết diện ngang mũi cọc, $A_b=0,16\text{m}^2$
- 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 q_b theo G.2.1 TCVN 10304:2014

$$q_b = c \cdot N'_c + q'_{\gamma,p} \cdot N'_q = 7,4 \times 9 + 33,37 \times 100 = 3403,6\text{kN/m}^2$$

- Trong đó :

- N'_c , N'_q là các hệ số sức chịu tải của đất dưới mũi cọc. Với loại cọc ép $\Rightarrow N'_c=9$ (G.2.1 TCVN 10304:2014). Mũi cọc nằm trong lớp đất số 6 trạng thái chật vừa nên tra bảng G1-TCVN 10304:2014 ta được $N'_q = 100$
- $Z_l = 8d = 3,2\text{m}$ (với Z_l là độ sâu giới hạn để tính thành phần $q'_{\gamma,p}$ tính từ mặt đất tự nhiên)
- $q'_{\gamma,p}$ là áp lực hiệu quả của lớp phủ tại cao trình mũi cọc (có trị số bằng ứng suất pháp hiệu quả theo phương đứng do đất gây ra tại cao trình mũi cọc)

Do $Z_l=3,2\text{m} < l_{coc}=33\text{m}$ nên $q'_{\gamma,p}$ sẽ tính tối tại độ sâu $Z_l = -3,2+1,5=4,7\text{m}$

$$\text{Vậy } q'_{\gamma,p} = \sum \gamma_i h_i = 4,7 \times 7,1 = 33,37\text{kN/m}^2$$

Cường độ sức kháng trung bình trên thân cọc G.2.2 TCVN 10304:2014

Đối với đất dính (G.5 TCVN 10304:2014) : $f_i = \alpha \cdot c_{u,i}$

Trong đó :

- $c_{u,i}$ là cường độ sức kháng cắt không thoát nước của lớp đất dính thứ “i”.
do số liệu thí nghiệm không đầy đủ để xác định cường độ sức kháng không thoát nước nên việc xác định $c_{u,i}$ được xác định từ chỉ số SPT theo G.3.2 TCVN 10304-2014 như sau : $c_{u,i} = 6,25 \times N_{c,i}$ (với $N_{c,i} < 50$ là chỉ số SPT trong đất dính)
- α là hệ số phụ thuộc vào đặc điểm lớp đất nằm trên lớp dính, loại cọc và phương pháp hạ cọc. Có thể tra theo hình G.1 theo phục lục A tiêu chuẩn AS 2159-1978

Đối với đất rời (G.6 TCVN 10304:2014) : $f_i = k_i \cdot \bar{\sigma}'_{v,z} \cdot \text{tg}\delta_i$

Trong đó :

- k_i là hệ số áp lực ngang của đất lên cọc, phụ thuộc vào loại cọc lấy theo bảng G1 TCVN 10304-2014
- $\bar{\sigma}'_{v,z}$ là ứng suất pháp hiệu quả phương đứng trung bình trong lớp đất rời thứ “i”
- δ_i là góc ma sát giữa đất và cọc

Theo công thức trên thì càng xuống sâu, cường độ sức kháng trên thân cọc càng tăng. Tuy nhiên nó chỉ tăng đến độ sâu giới hạn Z_l = trong khoảng đến 20d, $20d = 20 \times 0,4 = 8$ m (tính từ mặt đất tự nhiên) rồi không tăng nữa, vì vậy f_i có thể tính lại như sau:

Trên đoạn cọc có độ sâu nhỏ hơn Z_l , $f_i = k_i \cdot \bar{\sigma}'_{v,z} \cdot \text{tg}\delta_i$

Trên đoạn cọc có độ sâu nhỏ hơn Z_l , $f_i = k_i \cdot \bar{\sigma}'_{v,l} \cdot \text{tg}\delta_i$

tại $Z_l=8$ m (tại cao trình -8+-1,5=-9,5m): $\Rightarrow \bar{\sigma}'_{v,l} = 8 \times 7,1 = 56,8$ kN/m²

Bảng 6.5. Tính toán cường độ sức kháng trung bình trên thân cọc

$$\text{Vậy : } R_{c,u} = \gamma_c (\gamma_{cq} q_b A_b + u \sum \gamma_{cf} f_i l_i) = 1x(1,1x 3403,6x 0,16 + 1,6x 734,18) = 1773,72\text{kN}$$

stt	lớp đất	trạng thái	SPT	$c_{c,i}$	α	l_i	f_i^{dinh}	$\phi_i - 2^0$	$\tan \phi_i$	$\sigma'_{v,z}$	γ_{cf}	k_i	f_i^{roi}	$f_i x l_i$
			N30	kN/m ²		m	kN/m ²			kN/m ²			kN/m ²	kN/m
1	đất đắp	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	lớp 1	dẻo mềm	2	12,5	0,5	6,45	6,25				1			40,313
3	lớp 2	dẻo mềm	9	56,25	0,47 5	4,6	26,719				1			122,91
4	lớp 3	chặt vừa				1,3		24,5	0,455	56,8	1	1	25,844	33,597
5	lớp 4	dẻo thấp	16	100	0,27	10,4	27				1			280,8
6	lớp 5	nửa cứng	21	131,25	0,22 5	5,8	29,531				1			171,28
7	lớp 6	chặt vừa				3,85		21,5	0,39	56,8	0,8	1	22,152	85,285
													SUM	734,18

Sức chịu tải cho phép của cọc (theo mục 7.1.11 TCVN 10304:2014)

$$R_{c,d(G2)} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_k} = \frac{R_{c,u}}{\gamma_k} = \frac{1773,72}{1.55} = 1044.33(\text{kN})$$

γ_k : là hệ số tin cậy theo đất phụ thuộc vào số lượng cọc trong móng, sơ bộ chọn móng có 12 cọc ($\gamma_k=1,55$), sau đó tiến hành tính toán và kiểm tra lại,

6.3.2.4. Kết luận xác định sức chịu tải

Sức chịu tải thiết kế của cọc: $R_{c,d} = \min(Q_{vl}; R_{c,d(\text{coly})}; R_{c,d(G2)}) = 1144.33\text{kN}$

Trọng lượng bản thân cọc: $W = 3,14 \times 33 = 103.62 \text{ kN}$

Vậy sức chịu tải thiết kế của cọc: $R_{c,d} = 1044.33 - 103.62 = 940.7 \text{ kN}$

Chọn $[R_{c,d}] = 940,7 \text{ kN}$

6.3.3. 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 $\beta = 1,2 \div 1,6$

$$n_c = (1,2 \div 1,6) \times \frac{4864,3}{940,7} = (6,2 \div 8,3) (\text{cọc})$$

Vậy chọn $n_c = 8$ cọc để thiền về an toàn và thỏa giá trị γ_k chọn trước.

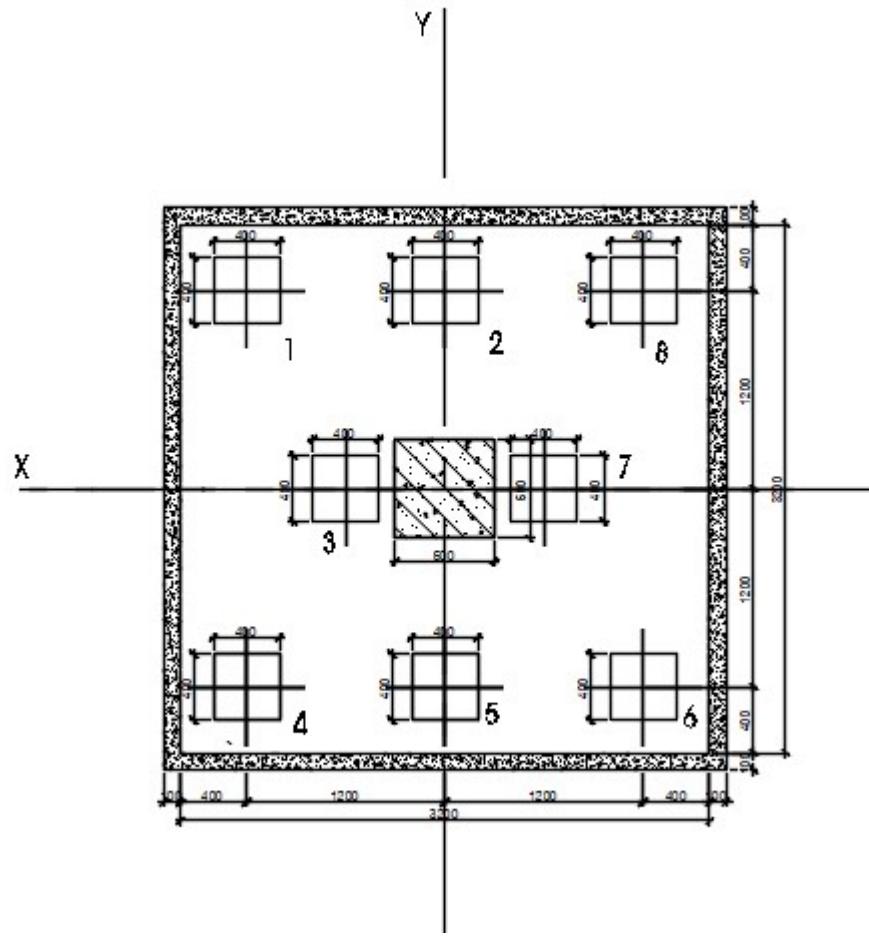
6.3.4. Bố trí cọc trong đài

Khoảng cách giữa các cọc theo phương X là: $3d = 1200 \text{ mm}$.

Khoảng cách giữa các cọc theo phương Y là: $3d = 1200 \text{ mm}$.

Khoảng cách giữa mép cọc tới mép ngoài của đài chọn là: $d/2 = 200 \text{ mm}$

Mặt bằng bố trí cọc như hình vẽ:



Hình 6.2. Mặt bằng bố trí cọc móng M1

6.3.4.2. 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 $h_d = 1,5m$

Trọng lượng tính toán của đài:

$$N_d = \gamma_{bt} \cdot F_d \cdot h_d = 25 \times 3,2 \times 3,2 \times 1,5 = 384 kN$$

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

6.3.4.3. Kiểm tra phản lực đầu cọc với tố hợp N_{\max} , M_{xtu} , M_{ytu} , Q_{xtu} , Q_{ytu}

$$\sum N^{tt} = |N_0^{tt} + N_d| = |-4864 + -384| = -5248kN$$

$$\sum M_x^{tt} = |-8,4 - 4,95 \times 1,5| = 15,8 kN.m$$

$$\sum M_y^{tt} = |-413 - (-172,4) \times 1,5| = 154,4kN.m$$

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 dài;

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

Bảng 6.6. Giá trị phản lực đầu cọc

Tên cọc	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2	$\sum x_i^2$	$\sum y_i^2$	P_i (KN)
1	-1,2	1,2	1,44	1,44	3,24	4,32	603,20
2	0	1,2	0	1,44	3,24	4,32	660,39
3	-0,6	0	0,36	0	3,24	4,32	627,41
4	-1,2	-1,2	1,44	1,44	3,24	4,32	594,43
5	0	-1,2	0	1,44	3,24	4,32	651,61
6	1,2	-1,2	1,44	1,44	3,24	4,32	708,80
7	0,6	0	0,36	0	3,24	4,32	684,59
8	1,2	1,2	1,44	1,44	3,24	4,32	717,57

$$\begin{cases} p_{max} = 717,57 \text{ (kN)} \leq \frac{1,15}{1,15} \cdot R_{c,d} = 940,7 \text{ (kN)} \\ p \geq N_{min} \end{cases}$$

Vậy tải trọng tác dụng lên cọc đều thoả

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

Kiểm tra với tổ hợp N_{tu} , M_{xtu} , M_{ytu} , Q_{ymax} , Q_{xtu}

$$\sum N^{tt} = |N_0^{tt} + N_d| = |-4199,7 + -384| = 4583,7 \text{ kN}$$

$$\sum M_x^{tt} = |445,8 - 160 \times 1,5| = 205,8 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_y^{tt} = |-215,8 - (-83,4) \times 1,5| = 90,7 \text{ kN.m}$$

Bảng Error! No text of specified style in document.-6: Giá trị phản lực đầu cọc

Tên cọc	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2	$\sum x_i^2$	$\sum y_i^2$	P_i (KN)
1	-1,2	1,2	1,44	1,44	3,24	4,32	596,54
2	0	1,2	0	1,44	3,24	4,32	630,13
3	-0,6	0	0,36	0	3,24	4,32	556,17
4	-1,2	-1,2	1,44	1,44	3,24	4,32	482,20
5	0	-1,2	0	1,44	3,24	4,32	515,80
6	1,2	-1,2	1,44	1,44	3,24	4,32	549,39
7	0,6	0	0,36	0	3,24	4,32	589,76
8	1,2	1,2	1,44	1,44	3,24	4,32	663,72

$$\begin{cases} p_{max} = 663,72 \text{ (kN)} \leq \frac{1,15}{1,15} \cdot R_{c,d} = 940,7 \text{ (kN)} \\ p \geq N_{min} \end{cases}$$

Vậy tải trọng tác dụng lên cọc đều thoả

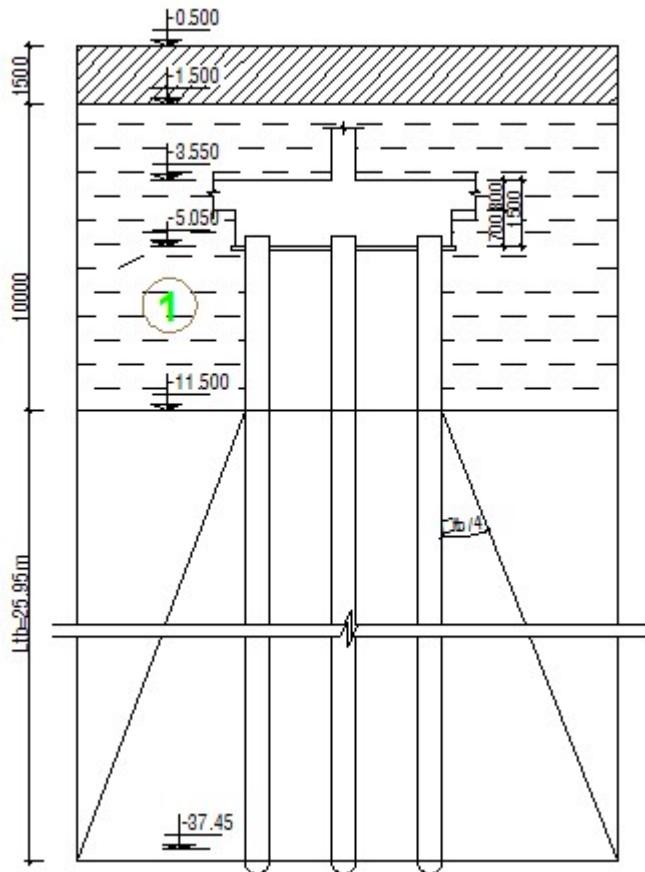
Kết luận:

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 nhỏ. Kiểm tra nền dưới đáy khối móng quy ước

6.3.4.5. Kích thước khối móng quy ước

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



Hình Error! No text of specified style in document.-1: Sơ đồ khối xác định khối móng quy ước

$$\alpha = \frac{\sum \varphi_{tb}}{4}$$

$$= \frac{4,6 \times 9,5^0 + 1,3 \times 24,5^0 + 10,4 \times 9,67^0 + 5,8 \times 15,3^0 + 3,85 \times 21,5^0}{4 \times (4,6 + 1,3 + 10,4 + 5,8 + 3,85)}$$

$$= 3^{\circ}35'$$

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

Trong đó :

$$B_{qu} = 2,8 + 2 \times 25,95 \times \tan(3^{\circ}35') = 6 \text{ m}$$

$$L_{qu} = 2,8 + 2 \times 25,95 \times \tan(3^{\circ}35') = 6 \text{ m}$$

$$A_{qu} = 6 \times 6 = 36 \text{ m}^2$$

6.3.4.6. Trọng lượng khối móng quy ước

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

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

$$G_1 = 3,2 \times 3,2 \times 1,5 \times 25 + (36 - 3,2 \times 3,2) \times (5,05 - 1,5) \times 7,1$$

$$G_1 = 1033,3 \text{ (kN)}$$

Trọng lượng cọc trong khói móng quy ước:

$$G_2 = n_c \cdot A_c \cdot L_c \cdot \gamma_{bt} = 8 \times 0,16 \times (33) \times 25 = 1056 \text{ kN}$$

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

$$G_3 = A_{qu} \sum \gamma_i h_i = 36 \times 332 = 11952 \text{ kN}$$

Trọng lượng khói móng quy ước:

$$G = G_1 + G_2 + G_3 = 14041,3 \text{ kN}$$

6.3.4.7. Kiểm tra điều kiện làm việc đòn bẩy của các lớp đất dưới móng khói quy ước

Tải trọng quy về đáy khói móng quy ước:

$$N_{qu}^{tc} = 4688,7 + 14041,3 = 18730 \text{ kN}$$

$$\sum M_{xqu}^{tc} = \frac{M_x^{tt}}{1,15} = 13,7 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{yqu}^{tc} = \frac{M_y^{tt}}{1,15} = 134,3 \text{ kN.m}$$

Momen chống uốn của móng khói quy ước

$$W_x = \frac{L_{qu} B_{qu}^2}{6} = \frac{6 \times 6^2}{6} = 36 \text{ m}^3$$

$$W_y = \frac{B_{qu} L_{qu}^2}{6} = \frac{6 \times 6^2}{6} = 36 \text{ m}^3$$

Cường độ tính toán của đất dưới đáy khói móng quy ước theo điều 4.6.9 TCVN 9362 - 2012

$$R_{II}^{tt} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (A \cdot b \cdot \gamma_{II} + B \cdot h \cdot \gamma_{II}' + D \cdot c_{II} - \gamma_{II} \cdot h_o) \quad)$$

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 lấy $m_1 = 1,4$
- $m_2 = 1,0$ – hệ số điều kiện làm việc của công trình tác động qua lại với đất nền, phụ thuộc vào tỷ lệ kích thước công trình $L/B = 44/28 = 1,57 > 1,5$, lấy $m_2 = 1,0$
- $\gamma_{II} = 10,2 \text{ kN/m}^3$ là giá trị trung bình của trọng lượng thể tích lớp đất 6 (đáy dài)
- $\gamma_{II}' = 9,33 \text{ kN/m}^3$ là giá trị trung bình của trọng lượng thể tích các lớp đất trên đáy:
- $\gamma_{II}' = (7,1 \times 10 + 10,1 \times 4,6 + 10,2 \times 1,3 + 9,9 \times 10,4 + 10,1 \times 5,8 + 10,2 \times 3,85) / 39,6$
- $C_{II} = C^{tc} = 7,4 \text{ kN/m}^2$ là trị tính toán của lực dính đơn vị lớp đất 6
- $h_o = 2\text{m}$ (chiều sâu nền tầng hầm)

Tra bảng 14 TCVN 9362 - 2012 với $\varphi^{tc} = \varphi_{II} = 21,5^\circ$ ta được các hệ số sức chịu tải A, B, D:

$$A = 0,51 ; B = 3,06 ; D = 5,65$$

Cường độ tiêu chuẩn của đất dưới đáy:

$$R_{II}^{tt} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (A \cdot b \cdot \gamma_{II} + B \cdot h \cdot \gamma_{II}' + D \cdot c_{II} - \gamma_{II} \cdot h_o) \quad)$$

$$\begin{aligned} R_{II}^{tt} &= \frac{1,4 \times 1}{1,1} (0,51 \times 6 \times 10,2 + 3,06 \times 33 \times 9,33 + 5,65 \times 7,4 - 10,2 \times 2) \\ &= 1392,67 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Ứng suất dưới đáy khối móng quy ước:

$$p_{tb}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} = \frac{18370}{36} = 510,3 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{max}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} + \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} + \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} = \frac{18370}{36} + \frac{13,7}{36} + \frac{134,3}{36}$$

$$p_{max}^{tc} = 514,4 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{min}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} - \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} - \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} = \frac{18370}{36} - \frac{291,1}{36} - \frac{9,14}{36}$$

$$p_{min}^{tc} = 506,2 \text{ kN/m}^2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} p_{tb}^{tc} = 501,5 \text{ kN/m}^2 < R_{II}^{tt} = 1392,67 \text{ kN/m}^2 \\ p_{max}^{tc} = 514,4 \text{ kN/m}^2 < 1,2R_{II}^{tt} = 1671,2 \text{ kN/m}^2 \\ p_{min}^{tc} = 506,2 \text{ kN/m}^2 > 0 \end{cases}$$

Vậy điều kiện đát 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.

yến tính và tính toán độ lún của nền theo phương pháp cộng lún từng lớp.

6.3.5. Kiểm tra độ lún khối móng quy ước

Bảng 6.7. Độ lún của móng cọc trong trường hợp này được xem độ lún của móng khối quy ước.

lớp đất	bè dày h_i	γ_i	ứng suất bản thân σ_{bt}
	m	kN/m³	kN/m²
1	10	7,1	71,00
2	4,6	10,1	117,46
3	1,3	10,2	130,72
4	6,7	9,9	233,68
5	9,5	10,1	292,26
6	3,85	10,3	332
Mũi cọc			332

Ứng suất gây lún tại đáy khối móng quy ước

$$\sigma_{z=0}^{gl} = p_{tb}^{tc} - \sigma_{bt} = 510,3 - 332 = 178,3 \text{ kN/m}^2$$

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 6.8. Phân bố ứng suất trong khối móng quy ước

lớp đất	điểm	độ sâu z m	Lqu/Bqu	Z/Bqu	Ko	σ_{zi}^{gl}	σ_{zi}^{bt}	$\frac{\sigma_{zi}^{gl}}{\sigma_{zi}^{bt}}$
						kN/m ²	kN/m ²	
6	1	0	1	0	1	178,3	332,00	0,5
6	2	1,5	1	0,25	0,89	158,69	347,45	0,5
6	3	3	1	0,5	0,7	124,81	362,90	0,3
6	4	4,5	1	0,75	0,51	90,933	378,35	0,2

Tại đáy lớp thứ 4 tính từ đáy móng quy ước có $\frac{\sigma_{zi}^{gl}}{\sigma_{zi}^{bt}} = 0,20 \leq 0,2$. Mặt khác

lớp đất này có $E_{100-400} = 11420 \text{ kN/m}^2 > 5 \text{ MPa} = 5000 \text{ kN/m}^2$, do vậy ảnh hưởng lún từ lớp này trở xuống không đáng kể, ta tính lún cho 4 lớp đầu tiên

$$\text{Độ lún móng khối qui ước: } S = \sum_{i=1}^2 \frac{\beta}{E} \sigma_{zi}^{gl} \cdot h_i$$

Bảng 6.9. Kết quả tính lún của khối móng quy ước

Lớp	Điểm	σ_{zi}^{gl}	σ_{TB}^{gl}	β	$E_{100-400}$	S
		kN/m ²	kN/m ²			
6	1	178,3	336,99	0,8	11420	3,5
6	2	158,69				
6	2	158,69	283,5	0,8	11420	2,98
6	3	124,81				
6	3	124,81	215,74	0,8	11420	1,27
6	4	90,93				
tổng						7,79

Từ bảng kết quả tính lún ta thấy $S = 7,79 \text{ cm} < [S] = 8 \text{ cm}$ (thỏa điều kiện lún cho phép)

6.3.6. Kiểm tra điều kiện xuyên thủng

Vẽ hình tháp nép 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.

$$B_{ct} = b_c + 2.h_0 = 0,6 + 2 \times 1,4 = 3,4 \text{ m}$$

$$L_{ct} = l_c + 2.h_0 = 0,6 + 2 \times 1,4 = 3,4 \text{ m}$$

b_c, l_c là chiều dài và chiều rộng của cột

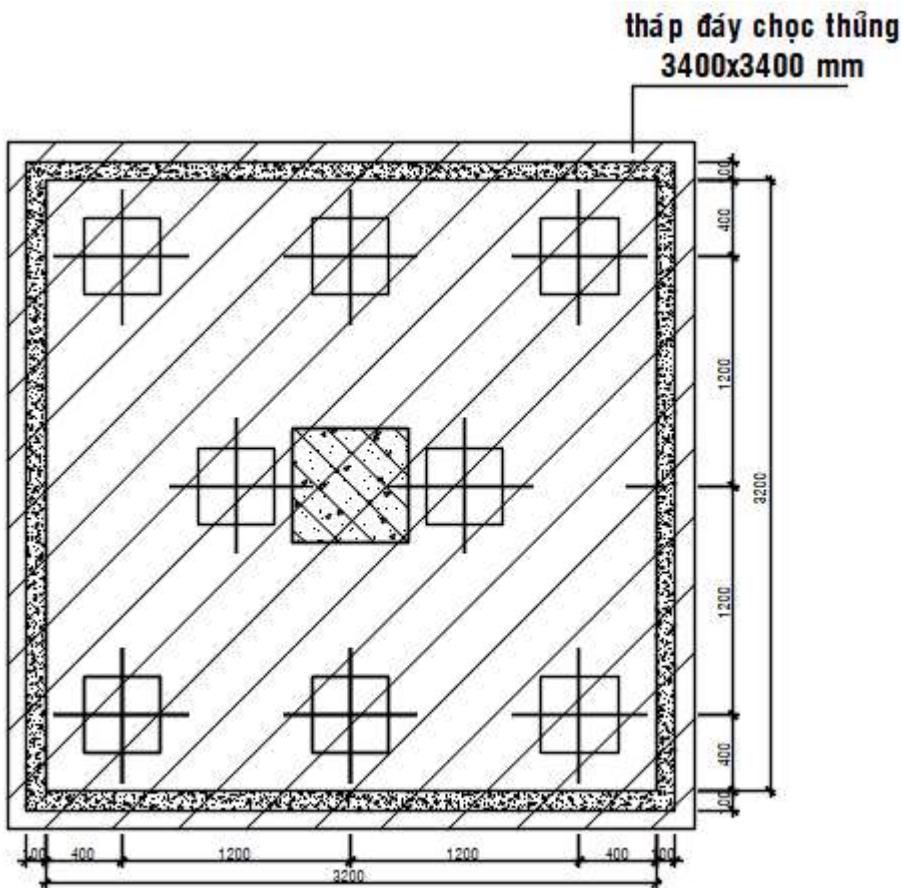
$h_0 = 1,5 - 0,1 = 1,4(m)$ là kích thước từ mặt trên của đài đến vị trí cọc neo vào đài. Với chiều cao đài cọc $h_d = 1,5 m$ thì tháp chọc thủng như hình vẽ. Với 6 cọc nằm ngoài tháp chọc thủng nên ta tính phản lực cho các cọc này tác dụng lên đài

Điều kiện chọc thủng: $N_t \leq F_{cxt} = \alpha_t R_{bt} u_m h_0$

Trong đó:

- N_t : lực gây xuyêng thủng;
- $N_t = N_{max}$
- F_{cxt} : khả năng chống xuyêng 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.
- $u_m = \frac{2.(b_c + h_c) + 2.(B_{ct} + L_{ct})}{2} = \frac{4x0,6 + 4x3,4}{2} = 8 m$
- R_{bt} : cường độ chịu kéo tính toán của bê tông, bê tông B30 có $R_{bt} = 1,2$ MPa

$=> N_t = 4864kN \leq F_{cxt} = \alpha_t R_{bt} u_m h_0 = 1x1200x8x1,4 = 13440kN$ (thỏa điều kiện)



Hình 6.3. Tháp chọc thủng móng M1

6.3.7. 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 :

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

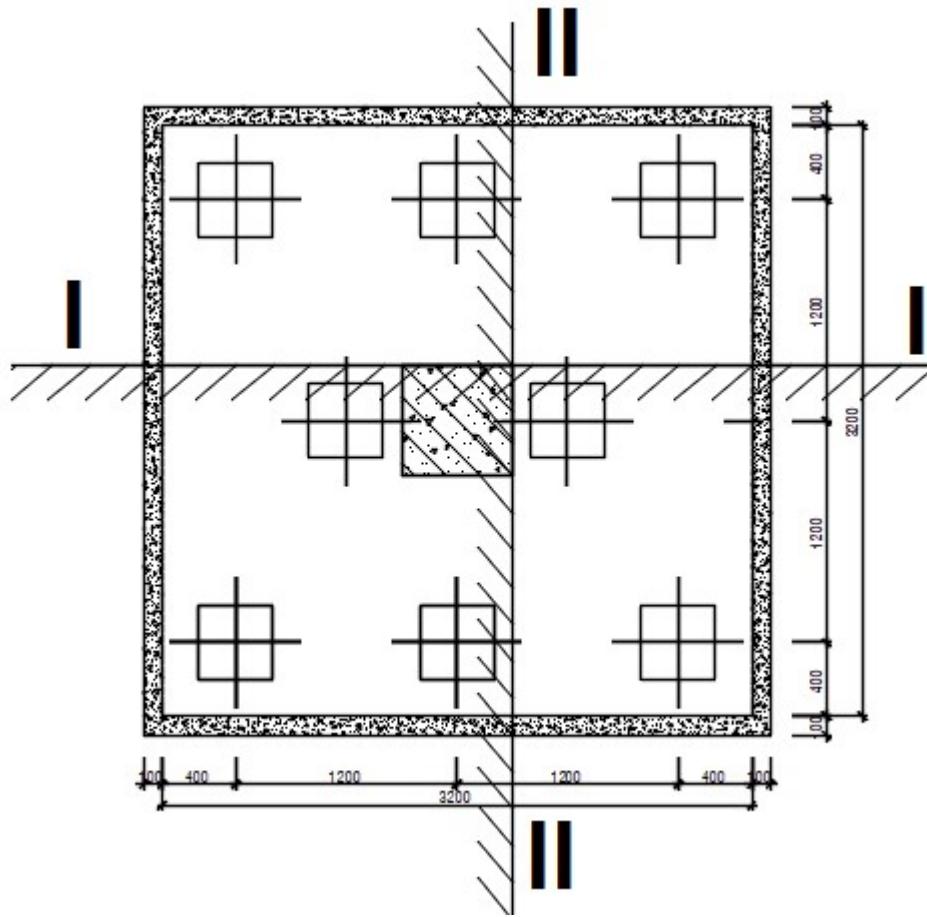
Trong đó:

- 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 :

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

Tính cốt thép cho đài tại mặt ngầm I-I (tính thép cho phương X)



Hình 6.4. Sơ đồ tính thép đài móng M1

6.3.7.2. Tính toán cốt thép cho đài tại mặt ngầm I-I (tính thép cho phương X)

Moment theo phương Y do phản lực của 3 đầu cọc là:

$$M_y = \sum P_i l_i = 4Px_{max}$$

Tính cốt thép:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{1388,9 \times 100}{0,9 \times 1,45 \times 320 \times 140^2} = 0,07$$

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

Diện tích cốt thép được tính theo công thức:

$$A_s = \frac{\xi \cdot \gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_o}{R_s} = \frac{0,0265 \times 0,9 \times 1,45 \times 320 \times 140}{36,5} = 115,33 \text{ cm}^2$$

Chọn 31φ22a100 ($A_s = 117,831 \text{ cm}^2$).

6.3.7.3. Tính toán cốt thép cho đài tại mặt ngầm II-II (tính thép cho phương Y)

Moment theo phương X do phản lực 3 đầu cọc là:

$$M_x = \sum P_i l_i = 1P_{max} x l_{y1} + 2P_{max} x l_{y2} = 1x514.4x0.27 + 2x514.4x0.9 \\ = 1064.808 \text{ kN.m}$$

Tính cốt thép:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{1064,8x100}{0,9 \times 1,45 \times 320 \times 140^2} = 0,013$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 0,013$$

Diện tích cốt thép được tính theo công thức:

$$A_s = \frac{\xi \cdot \gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_o}{R_s} = \frac{0,0304 \times 0,9 \times 1,45 \times 320 \times 140}{36,5} = 20,8 \text{ cm}^2$$

Chọn 21φ22a150 ($A_s = 79,821 \text{ cm}^2$).

6.4 thiết kế móng M2 tại cột giữa C10

Tương tự như thiết kế móng M1 cho cột biên C9, các bước thiết kế và kiểm tra móng M2 tại cột giữa C3 được tiến hành và trình bày ngắn gọn như sau.

6.4.1. Xác định số lượng cọc

Xác định sơ bộ số lượng cọc:

$$n_c = \beta \frac{N_{tt}}{Q_{atk}} \\ \Rightarrow n_c = (1,1 \div 1,6) \times \frac{6964,19}{940,7} = (8,1 \div 12) \text{ (cọc)}$$

chọn $n_c = 12$ cọc,

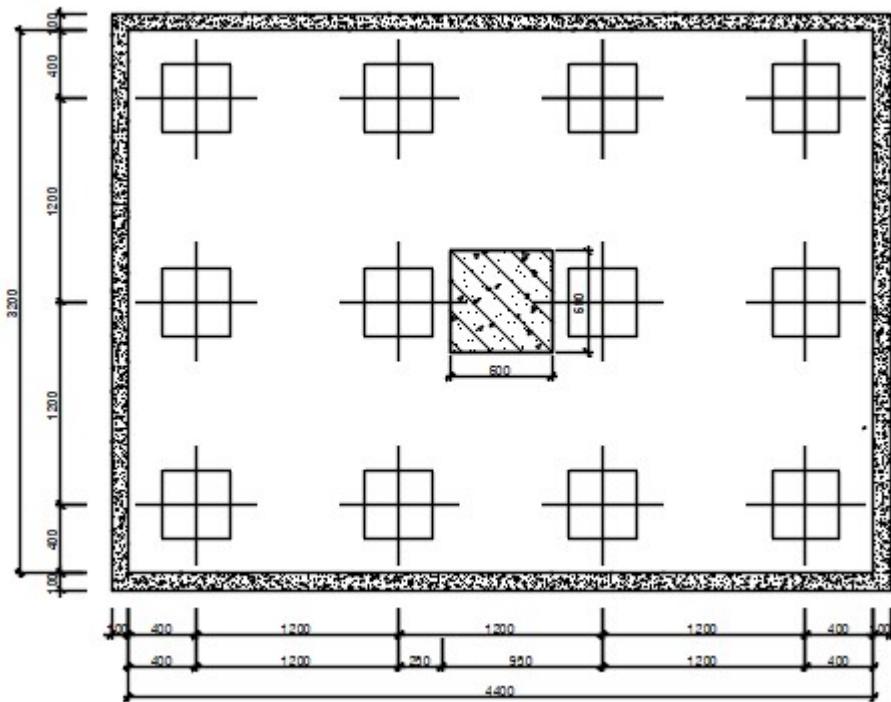
6.4.2. Bố trí cọc trong đài

Khoảng cách giữa các cọc theo phương X là: $3d = 1200 \text{ mm}$.

Khoảng cách giữa các cọc theo phương Y là: $3d = 1200 \text{ mm}$.

Khoảng cách giữa mép cọc tới mép ngoài của đài chọn là: $d/2 = 200 \text{ mm}$

Mặt bằng bố trí cọc như hình:



Hình 6.5. Mặt bằng bố trí cọc móng M2

6.4.3. Kiểm tra lực dọc tác dụng lên từng cọc theo mục 7.1.11 TCVN 10304:2014

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

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 $h_d = 1,5$ m

Trọng lượng tính toán của đài:

$$N_d = \gamma_{bt} \cdot F_d \cdot h_d = 25 \times 3,2 \times 4,4 \times 1,5 = 528 kN$$

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

6.4.3.1. Kiểm tra phản lực đài cọc với tổ hợp N_{max} , M_{xtu} , M_{ytu} , Q_{xtu} , Q_{ytu}

$$\sum N^{tt} = |N_0^{tt} + N_d| = |-6964,186 + -693| = 7657,186 \text{ kN}$$

$$\sum M_x^{tt} = |22,65 + 15,472 \times 1,5| = 45,858 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_y^{tt} = |-4,1069 - (-3,523 \times 1,5)| = 1,1776 \text{ kN.m}$$

Tải trọng tác dụng lên cọc theo mục 7.1.13 TCVN 10304:2014

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

Tên cọc	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2	$\sum x_i^2$	$\sum y_i^2$	P_i (KN)
1	1,2	-1,8	1,44	3,24	5,76	6,52	625,68
2	1,2	-0,6	1,44	0,36	5,76	6,52	634,12
3	1,2	0,6	1,44	0,36	5,76	6,52	642,56
4	1,2	1,6	1,44	2,56	5,76	6,52	649,60
5	0	-1,8	0	3,24	5,76	6,52	625,44
6	0	-0,6	0	0,36	5,76	6,52	633,88
7	0	0,6	0	0,36	5,76	6,52	642,32
8	0	1,8	0	3,24	5,76	6,52	650,76
9	-1,2	-1,8	1,44	3,24	5,76	6,52	625,19
10	-1,2	-0,6	1,44	0,36	5,76	6,52	633,63
11	-1,2	0,6	1,44	0,36	5,76	6,52	642,07
12	-1,2	1,8	1,44	3,24	5,76	6,52	650,51

Bảng Error! No text of specified style in document.-7: Bảng giá trị phản lực đầu cọc

$$\begin{cases} p_{max} = 650,76 \text{ (kN)} \leq \frac{1,15}{1,15} \cdot R_{c,d} = 940,7(\text{kN}) \\ p \text{ kN}_{min} \end{cases}$$

Vậy tải trọng tác dụng lên cọc đều thoả

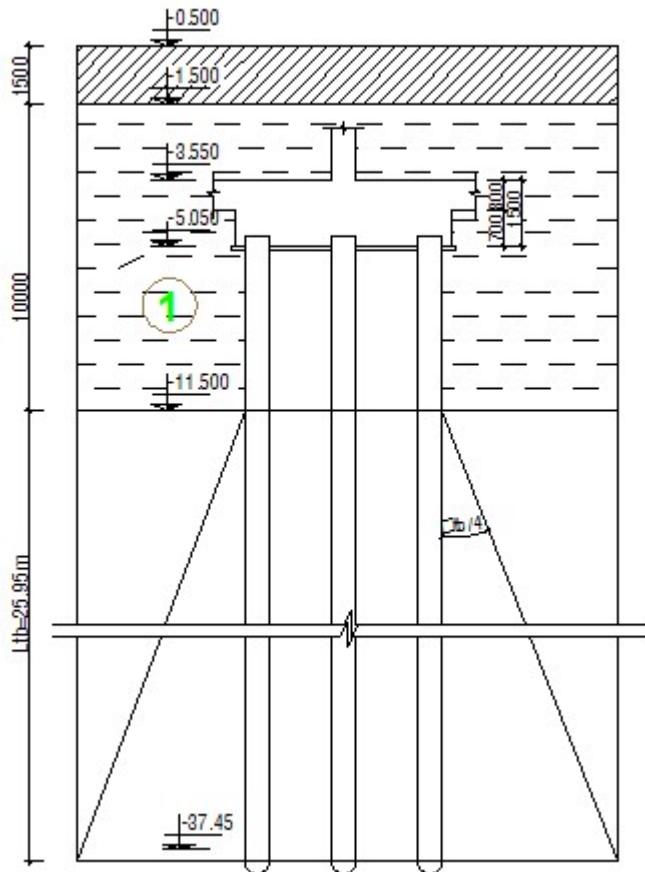
6.4.3.2. Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp các tổ hợp còn lại

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 nhö.

6.4.4. Kiểm tra nền dưới đáy khối móng quy ước

6.4.4.1. Kích thước khối móng quy ước theo 7.4.4 TCVN 10304:2014



Hình 6.6. Sơ đồ xác định khối móng quy ước

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

$$\begin{aligned}\alpha &= \frac{\sum \varphi_{tb}}{4} \\ &= \frac{4,6 \times 9,5^0 + 1,3 \times 24,5^0 + 10,4 \times 9,67^0 + 5,8 \times 15,3^0 + 3,85 \times 21,5^0}{4 \times (4,6 + 1,3 + 10,4 + 5,8 + 3,85)} \\ &= 3^035'\end{aligned}$$

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

Trong đó :

$$B_{qu} = 2,8 + 2 \times 25,95 \times \tan(3^035') = 6 \text{ m}$$

$$L_{qu} = 4 + 2 \times 25,95 \times \tan(3^035') = 7,2 \text{ m}$$

$$A_{qu} = 6 \times 7,2 = 43,2 \text{ m}^2$$

6.4.4.2. Trọng lượng khói móng quy ước

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

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

$$G_1 = 3,2 \times 4,4 \times 1,5 \times 25 + (43,2 - 3,2 \times 4,4) \times (5,05 - 1,5) \times 7,1$$

$$G_1 = 1261,9 \text{ (kN)}$$

Trọng lượng cọc trong khói móng quy ước:

$$G_2 = n_c \cdot A_c \cdot L_c \cdot \gamma_{bt} = 12 \times 0,16 \times (33) \times 25 = 1584 \text{ kN}$$

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

$$G_3 = (A_{qu} - n \cdot A_c) \sum \gamma_i h_i = (43,2 - 4 \times 0,16) \times 332 = 14129,9 \text{ kN}$$

Trọng lượng khói móng quy ước:

$$G = G_1 + G_2 + G_3 = 16975,8 \text{ kN}$$

6.4.4.3. Kiểm tra điều kiện làm việc đòn hồi của các lớp đất dưới móng khói quy ước

Tải trọng quy về đáy khói móng quy ước:

$$N_{qu}^{tc} = \frac{7657,2}{1,15} + 16975,8 = 23634 \text{ kN}$$

$$\sum M_{xqu}^{tc} = \frac{M_x^{tt}}{1,15} = \frac{45,858}{1,15} = 39,88 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{yqu}^{tc} = \frac{M_y^{tt}}{1,15} = \frac{1,1776}{1,15} = 1,024 \text{ kN.m}$$

Momen chống uốn của móng khói quy ước

$$W_x = \frac{L_{qu} B_{qu}^2}{6} = \frac{7,2 \times 6^2}{6} = 43,2 \text{ m}^3$$

$$W_y = \frac{B_{qu} L_{qu}^2}{6} = \frac{6 \times 7,2^2}{6} = 51,84 \text{ m}^3$$

Cường độ tính toán của đất dưới đáy khói móng quy ước theo điều 4.6.9 TCVN 9362 - 2012

Tương tự như phần móng M1

$$R_{II}^{tt} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (A \cdot b \cdot \gamma_{II} + B \cdot h \cdot \gamma_{II}' + D \cdot c_{II} - \gamma_{II} \cdot h_o) \quad)$$

$$R_{II}^{tt} = \frac{1,4 \times 1}{1,1} (0,51 \times 6 \times 10,2 + 3,06 \times 33 \times 9,33 + 5,65 \times 7,4 - 10,2 \times 2) \\ = 1392,67 \text{ kN/m}^2$$

Ứng suất dưới đáy khói móng quy ước:

$$p_{tb}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} = \frac{23634}{43,2} = 547 kN/m^2$$

$$p_{max}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} + \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} + \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} = \frac{23634}{43,2} + \frac{39,88}{43,2} + \frac{1,024}{51,84}$$

$$p_{max}^{tc} = 548,03 kN/m^2$$

$$p_{min}^{tc} = \frac{N^{tc}}{A_{qu}} - \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} - \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} = \frac{26525}{50,4} - \frac{39,88}{50,4} - \frac{1,024}{70,56}$$

$$p_{min}^{tc} = 546,14 kN/m^2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} p_{tb}^{tc} = 547 kN/m^2 < R_{II}^{tt} = 1392,67 kN/m^2 \\ p_{max}^{tc} = 548,03 kN/m^2 < 1,2R_{II}^{tt} = 1671,2 kN/m^2 \\ p_{min}^{tc} = 546,14 kN/m^2 > 0 \end{cases}$$

Vậy điều kiện đất nền được thoả mãn.

Do đó lớp đất dưới đáy móng có thể coi là làm việc đàn hồi và có thể tính toán được độ lún của nền theo quan niệm nền biến dạng tuyến tính. Trường hợp này nền từ chân cọc trở xuống có chiều dày tương đối lớn, đáy của khói 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.

6.4.5. Kiểm tra độ lún khói móng quy ước

Bảng 6.10. Độ lún của móng cọc trong trường hợp này được xem là độ lún của khói móng quy ước

lớp đất	bè dày h_i	γ_i	ứng suất bản thân σ_{bt}
	m	kN/m ³	kN/m ²
1	10	7,1	71,00
2	4,6	10,1	117,46
3	1,3	10,2	130,72
4	6,7	9,9	233,68
5	9,5	10,1	292,26
6	3,85	10,3	332
Mũi cọc			332

Ứng suất gây lún tại đáy khói móng quy ước

$$\sigma_{z=0}^{gl} = p_{tb}^{tc} - \sigma^{bt} = 547 - 332 = 215 \text{ kN/m}^2$$

Chia đất nền dưới đáy khối móng quy ước thành các lớp bằng nhau, chọn $h = 1,5$ m. Xét 1 điểm thuộc trục qua tâm móng có độ sâu z kể từ đáy móng khối quy ước. Khi đó ứng suất do tải trọng ngoài gây ra được xác định theo công thức:

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

Bảng 6.11. Phân bố ứng suất trong khối móng quy ước

lớp đất	điểm	độ sâu z m	Lqu/Bqu	Z/Bqu	Ko	σ_{zi}^{gl}	σ_{zi}^{bt}	$\frac{\sigma_{zi}^{gl}}{\sigma_{zi}^{bt}}$
						kN/m^2	kN/m^2	
6	1	0	1.2	0	1	215	332	0.65
6	2	1.5	1.2	0.25	0.89	191.35	347.45	0.55
6	3	3	1.2	0.5	0.7	150.5	362.9	0.41
6	4	4.5	1.2	0.75	0.51	109.65	378.35	0.29
6	5	4.6	1.2	1	0.4	86	379.35	0.20

Tại đáy lớp thứ 5 tính từ đáy móng quy ước có $\frac{\sigma_{zi}^{gl}}{\sigma_{zi}^{bt}} = 0.2 \leq 0.2$. Mặt khác lớp đất này có $E_{100-400} = 11420 \text{ kN/m}^2 > 5 \text{ MPa} = 5000 \text{ kN/m}^2$, do vậy ảnh hưởng lún từ lớp này trở xuống không đáng kể, ta tính lún cho 5 lớp đầu tiên

$$\text{Độ lún móng khối qui ước: } S = \sum_{i=1}^2 \frac{\beta}{E} \sigma_{zi}^{gl} \cdot h_i$$

Kết quả tính lún khối móng quy ước

Lớp	Điểm	σ_{zi}^{gl} kN/m^2	σ_{TB}^{gl} kN/m^2	β	$E_{100-400}$ kN/m^2	S cm
6	1	215	203.175	0.8	11420	2.13
6	2	191.35	170.925	0.8	11420	1.80
6	3	150.5	130.075	0.8	11420	1.37
6	4	109.65	97.825	0.8	11420	1.03
6	5	86				
tổng						6.33

Từ bảng kết quả tính lún ta thấy $S = 6,33 \text{ cm} < [S] = 8 \text{ cm}$ (thỏa điều kiện lún cho phép)

6.4.6. 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.

$$B_{ct} = b_c + 2.h_0 = 0,6 + 2 \times 1,4 = 3,4 \text{ m}$$

$$L_{ct} = l_c + 2.h_0 = 0,6 + 2 \times 1,4 = 3,4 \text{ m}$$

b_c , l_c là chiều dài và chiều rộng của cột

$h_0 = 1,5 - 0,1 = 1,4 \text{ (m)}$ là kích thước từ mặt trên của đài đến vị trí cọc neo vào đài.
Với chiều cao đài cọc $h_d = 1,5 \text{ m}$ thì tháp chọc thủng như hình vẽ. Với 6 cọc nằm ngoài tháp chọc thủng nên ta tính phản lực cho các cọc này tác dụng lên đài

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, thiên về an toàn lấy như sau:

$$N_t = N^{tt} = 7657,2 \text{ kN}$$

F_{cxt} : khả năng chống xuyên thủng

α_t : hệ số, với bê tông nặng $\alpha_t = 1$

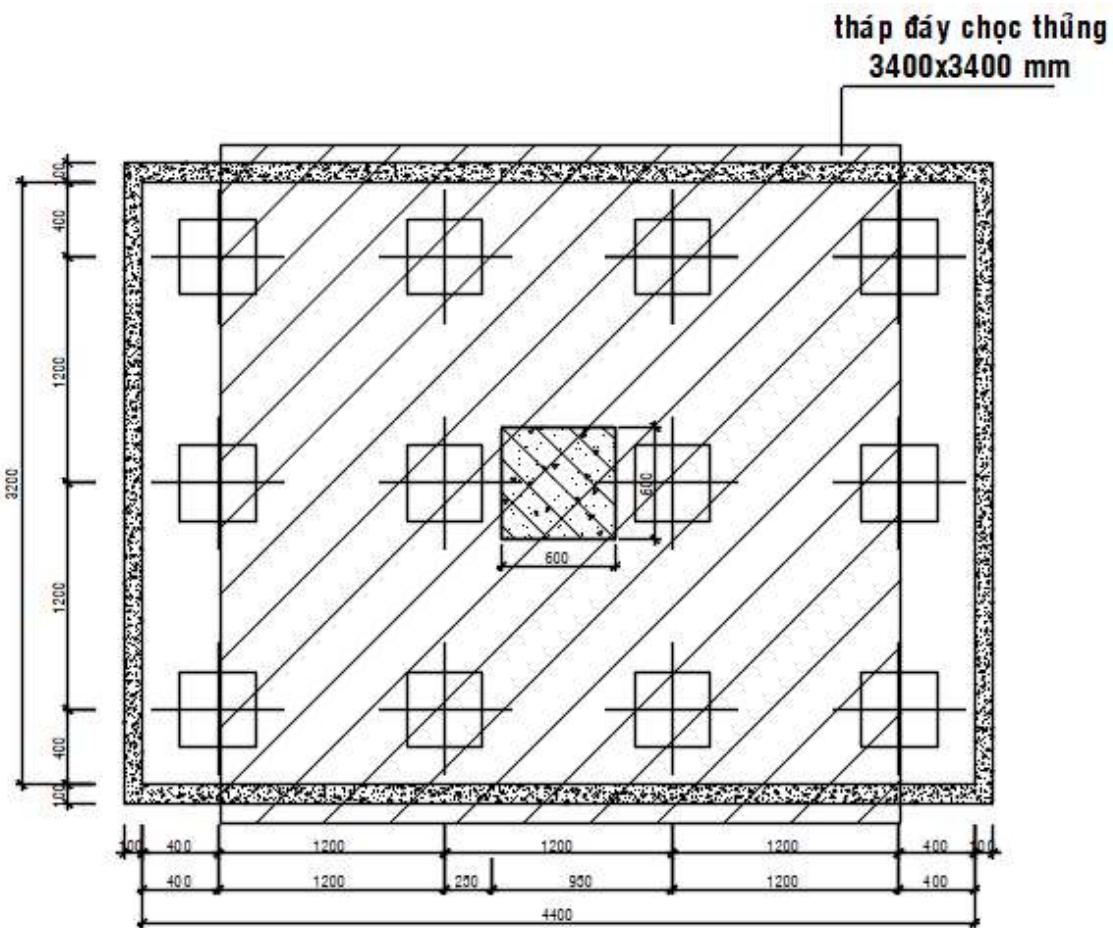
u_m : giá trị trung bình của chu vi đáy trên và đáy dưới tháp nén thủng hình thành khi bị nén thủng trong phạm vi chiều cao làm việc của tiết diện.

$$u_m = \frac{2.(b_c + h_c) + 2.(B_{ct} + L_{ct})}{2} = \frac{4 \times 0,6 + 4 \times 3,45}{2} = 8,2 \text{ m}$$

R_{bt} : cường độ chịu kéo tính toán của bê tông, bê tông B30 có $R_{bt} = 1,2 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow N_t = 7657,2 \text{ kN} \leq F_{cxt} = \alpha_t R_{bt} u_m h_0 = 1 \times 1200 \times 8,2 \times 1,4 = 13776 \text{ kN}$$

Thỏa điều kiện kiểm tra.



Hình 6.7. Tháp chọc thủng móng M2

6.4.7. 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.

$$\text{Momen tại ngầm do phản lực các đầu cọc gây ra với giá trị : } M = \sum_{i=1}^n d_i P_i$$

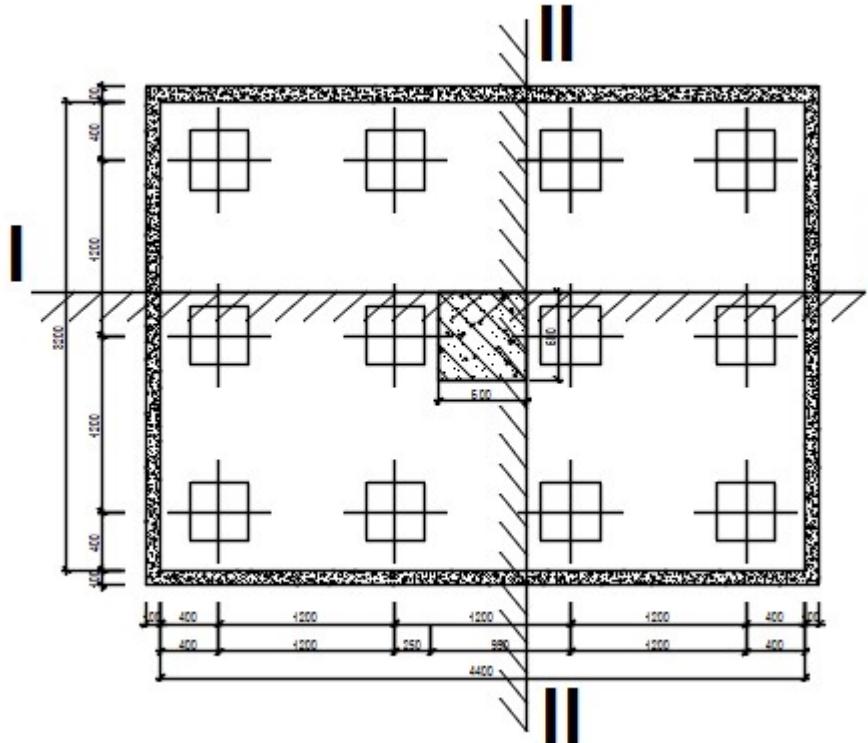
Trong đó:

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 :

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



Hình 6.8. Sơ đồ tính thép đài móng M2

6.4.7.2. Tính cốt thép cho đài tại mặt ngầm I-I (tính thép cho phương X)

Moment theo phương Y do phản lực của 4 đầu cọc là:

$$M_y = \sum P_i l_i = 4Px_{max}$$

Tính cốt thép:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{1918 \times 100}{0,9 \times 1,45 \times 330 \times 140^2} = 0,023$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 0,023$$

Diện tích cốt thép được tính theo công thức:

$$A_s = \frac{\xi \cdot \gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_o}{R_s} = \frac{0,023 \times 0,9 \times 1,45 \times 330 \times 140}{36,5} = 38 \text{ cm}^2$$

Chọn 22φ22 a200 (A_s = 83,622 cm²).

6.4.7.3. Tính cốt thép cho đài tại mặt ngầm II-II (tính thép cho phương Y)

Moment theo phương X do phản lực 6 đầu cọc là:

$$M_x = \sum P_i l_i = 3P_{\max} x l_{y1} + 3P_{\max} x l_{y2} = 3 \times 548 \times 0.275 + 3 \times 548 \times 1.475 \\ = 2877 \text{ kN.m}$$

Tính cốt thép:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{2877 \times 100}{0.9 \times 1.45 \times 320 \times 140^2} = 0,03514$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 0,03579$$

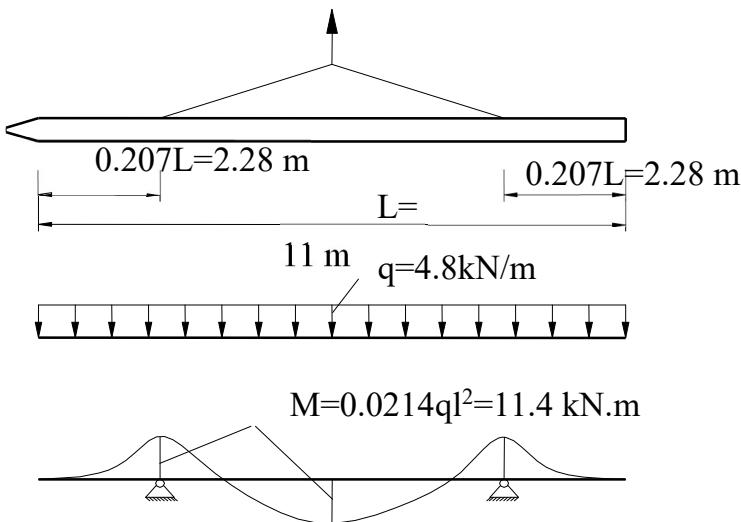
Diện tích cốt thép được tính theo công thức:

$$A_s = \frac{\xi \cdot \gamma_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_o}{R_s} = \frac{0,03579 \times 0,9 \times 1,45 \times 320 \times 140}{36,5} = 57,3 \text{ cm}^2$$

Chọn 22φ22a150 ($A_s = 83,5 \text{ cm}^2$).

6.4.8. Kiểm tra cọc trong quá trình cầu lắp

6.4.8.1. 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 đinh cọc 1 đoạn $0,207L \approx 2,28\text{m}$

Tải trọng phân bố đều tác dụng lên cọc khi vận chuyển lắp dựng chính là tải trọng bản thân của cọc:

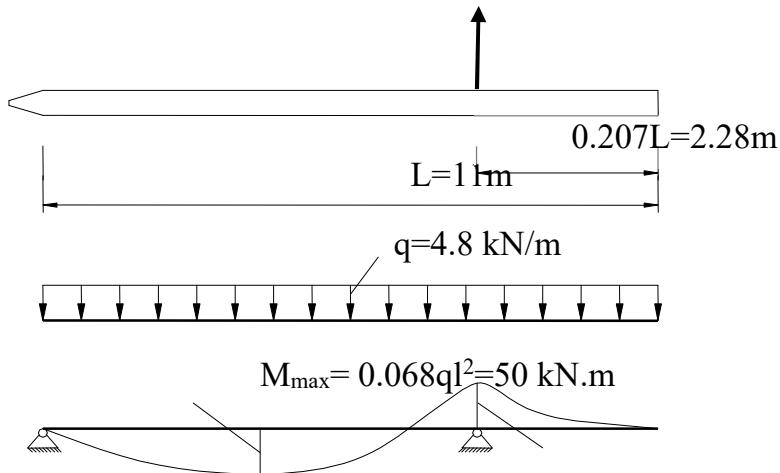
$$q = n \times q' = 1,2 \times \gamma_{bt} \times A_c = 1,2 \times 25 \times 0,4 \times 0,4 = 4,8 \text{ (kN/m)}$$

Moment uốn lớn nhất tại điểm giữa cọc và móng cầu:

$$M = 0,0214 \times q \times L_c^2 = 0,0214 \times 4,8 \times 11^2 = 11,4 \text{ kN.m}$$

6.4.8.2. 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 $0,207L \approx 2,28m$



Moment uốn lớn nhất tại nhịp:

$$M_{max} = 0,068 \times q \times L_c^2 = 0,068 \times 4,8 \times 11^2 = 40\text{kN.m}$$

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:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{1,2 \times 40 \times 10^6}{17 \times 350 \times 370^2} = 0,059$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,061$$

$$\zeta = 1 - 0,5\xi = 0,97$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \gamma h_0} = \frac{1,2 \times 40 \times 10^6}{365 \times 0,96 \times 370} = 370\text{mm}^2 = 3,7\text{cm}^2 < 8\phi 16(16,08\text{cm}^2)$$

→ Vậy cọc đảm bảo khả năng chịu kéo khi vận chuyển và cầu lắp

Cốt đai vây chọn đai Φ6

6.4.8.3. Tính thép làm móng cầu:

Tải trọng cọc tác dụng vào móng cầu:

$$N = \frac{ql}{2} = \frac{4.8 \times 11}{2} = 26.4 \text{kN}$$

Thép móng cầu:

$$A_s = \frac{n \times N}{R_s} = \frac{1.2 \times 26.4}{36.5} = 0.86 \text{cm}^2$$

→ Chọn 1Ø16 ($A_s^{ch} = 2.01 \text{cm}^2$)