

بسم الله الرحمن الرحيم

عمل التصاميم والتفاصيل الانشائية الكاملة لعمارة سكنية

فريق العمل

محمد عادل صوايفة

لمياء نصر الله القاضي

إشراف

د. هيثم عياد

تقرير مشروع التخرج

مقدم الى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنك فلسطين

لوفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص المباني



جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل - فلسطين

كانون الأول - م

شهادة تقييم مشروع التخرج
جامعة بوليتكنك فلسطين
الخليل - فلسطين



عمل التصميم و التفاصيل الإنشائية الكاملة لعمارة ،
فريق العمل

محمد عادل صوايفه

لمياء نصر الله القاضي

بناء على توجيهات الأستاذ المشرف على المشروع وبموافقة جميع أعضاء اللجنة الممتحنة،
تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا
لوفاء الجزئي بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس.

توقيع رئيس الدائرة

توقيع مشرف المشروع

د. نبيل الجولاني

د. هيثم عياد

كانون الأول -

الإهداء

إلى الأرض التي أحببناها الأرض التي باركها الله إلى مسرى خاتم

الأنبياء عليه الصلاة والسلام فلسطين الحبيبة .

إلى الذين ضحوا بأرواحهم الطاهرة ورووا بدمائهم الزكية هذا الثرى ...

إلى من هم أكرم منا جميعا إلى الشهداء .

إلى والدي و اخوتي الأحبة الذين علموني معنى التضحية والإيثار.

إلى أساتذتي الأفاضل الذين علموني أن الشمعة لا تحترق لتذوب.... بل لتتير الدرب

للآخرين .

إلى الأصدقاء و الزملاء الذين عشنا معهم أجمل أيام العمر و عرفنا معهم معنى

السعادة و الاخوة.

عمل التصميم و التفاصيل الإنشائية الكاملة لعمارة ،

فريق العمل

محمد عادل صوايفه

لمياء نصر الله القاضي

إشراف

د. هيثم عياد

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية و المعمارية في كلية الهندسة و التكنولوجيا

جامعة بوليتكنيك فلسطين

لوفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص المباني



جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل - فلسطين

كانون الأول -

الشكر والتقدير

في البداية نحمد و نشكر الله عز و جل الذي وفقنا لإتمام ما قمنا به في هذا المشروع.

و من ثم نتقدم بالشكر إلى جامعة بوليتكنيك فلسطين و بالأخص إلى دائرة الهندسة المدنية و المعمارية.

كما نتقدم بالشكر إلى كل الأشخاص و المدرسين الذين قدموا لنا يد العون و المساعدة و نخص بالذكر الدكتور هيثم عياد الذي بذل كل ما بوسعه لإنجاز هذا المشروع رغم المعوقات و الظروف القاهرة.

و لا ننسى أن نتقدم بالشكر إلى كل من الدكتور اسحق سدر عميد كلية الهندسة و الدكتور نبيل الجولاني رئيس دائرة الهندسة المدنية و المعمارية .

كما نتقدم بالشكر إلى الدكتور ماهر عمرو ما قدم من مساعده.

ملخص المشروع Abstract

عمل التصميم والتفاصيل الإنشائية الكاملة لعمارة سكنية

فريق العمل

محمد عادل صوابه

مياء نصر الله القاضي

جامعة بوليتكنك فلسطين - م

إشراف

الدكتور هيثم عياد

تتلخص فكرة هذا المشروع في عمل التصميم الإنشائي و كافة التفاصيل اللازمة لعمارة

و هذا المشروع مكون من طوابق و يحتوي على الكثير من الفعاليات التي يحتاجها السكان مع كل وسائل الراحة و قد صممت هذه العمارة على احدث الطرز المعمارية ، بالإضافة إلى احتوائها على وسائل الراحة و الأمان، وضعت المصاعد الكهربائية لخدمة السكان وأدراج للطوارئ.

وهذا المبنى مبنى خرساني مسلح تم تصميمه و وفقا لكود الخرسانة الأمريكي، ويحتوي المشروع على التفاصيل الكاملة لتحليل الاوزان الراسية و الأفقية ثم توزيعها على العناصر الإنشائية الأفقية والراسية م التحاليل الإنشائية الخاصة بكل عنصر م التصميم الكامل حسب الكود المتبع و قد تمت مراجعة جميع الخرائط المعمارية لتتوافق مع التصاميم الإنشائية كما تم تجهيز جميع المخططات الإنشائية مع التفاصيل التنفيذية الكاملة.

Abstract

Structural Design and Details of the Residential Building

Project Team

Lamia N. Al_Qadi

Mohammad A. Sawaifeh

Palestine Polytechnic University-2005

Supervisor

Dr. Hitham Ayad

The main idea for this project is to prepare all structural designs and details for the Residential Building.

This building consists of five floors and it contains all activities required for people and, and contains elevators, emergency stair, services elevator.

This building is a reinforced concrete structure, and it was designed according to the ACI-code.

The project contains the structural analysis for vertical and horizontal loads and the structural design and details for each member in the project.

فهرس المحتويات

الصفحة	الموضوع	
i	شهادة تقييم مشروع التخرج	
ii	الإهداء	
iii	صفحة العنوان	
iv	الشكر و التقدير	
v	الملخص	
vii	فهرس المحتويات	
viii	فهرس الجداول	
ix	فهرس الرسومات	
x	قائمة الاختصارات	
	الفصل الاول	
	المقدم	
1	مشكلة البحث	1-1
2	الهدف من المشروع	1-2
2	أسباب اختيار المشروع	1-3
3	مراحل المشروع	1-4
3	نطاق المشروع	1-5

	الفصل الثاني	
5	مقدمة	2-1
5	لمحة عامة عن المشروع	2-2
7	المشروع المقترح	2-3
7	وصف موقع البناء	2-4
8	وصف الواجهات	2-5

الـ	الموضوع	
8	تحقيق الفعاليات المختلفة	2-6
9	توفير المساحات المطلوبة	2-7
9	موقف السيارات	2-8
9	مقاومة الحريق	2-9
9	عزل الصوت	2-10
10	الإنجازات السابقة في المشروع	2-11
10	التعديلات المعمارية	2-12

الفصل الثالث

11	المقدمة	3-1
12	هدف التصميم الانشائي	3-2
12	الاختبارات العملية	3-3
12	الدراسات النظرية التحليلية وطريقة العمل	3-4
13	الأحمال	3-5
16	العقدات	3-6
17	مواصفات الاعصاب	3-7
17	الجسور	3-8
17	الاعمدة	3-9
18	الجدران الحاملة (جدران القص)	3-10
18	الادراج	3-11
18	الاساسات	3-12
19	برامج الحاسوب المستخدمة	3-13

CHAPTER FOUR

4.1	introduction	20
4.1.1	Factord load	20
4.1.2	Calculation of load	20
4.1.3	Topping design	22
4.1.4	Rib design	23
4.2	Beam design	30
4.2.1	Load calculation	31
4.2.2	Design of span B-H	32
4.3	Column design	40
4.4	Footing design	63
4.5	Shear wall design	71
4.5.1	General definition	71
4.5.2	Calculation of dead load	74
4.5.3	Calculation of shear forces	75
4.5.4	Main stairs shear wall design	78
4.5.5	Shear wall base design	87
4.6	Stairs roof design	90
4.7	Stairs design	94
4.7.1	Load calculation	94

الفصل الأول

المقدمة

1.1 مشكلة البحث

إن توفير المسكن الآمن الذي يؤمن حياة الإنسان ويحميه من المخاطر ويوفر له كافة وسائل الأمن والاستقرار ضرورة ملحة وهدفا سعى الإنسان جاهدا لتحقيقه وسخر في سبيل ذلك العديد من الدراسات والاختبارات إلى أن توصل للمادة التي تحقق له ما يريد من الأمن والاستقرار وكانت هذه المادة هي الاسمنت الذي وفر على الإنسان الجهد والكلفة الكبيرة للحصول على البيت الآمن.

إن الانفجار السكاني الهائل والزيادة الكبيرة في عدد السكان أدت إلى ازدياد المساحات التي تغطيها الأبنية وانحصار المناطق المتوفرة للبناء. واكتظاظ المناطق المهمة بالمباني. فدفعت هذه العوامل الإنسان إلى البحث عن بديل للبيوت المستقلة فكانت المجمعات السكنية متعددة الطوابق هي الحل الأمثل لهذه الزيادة في عدد السكان.

يقوم هذا المشروع على استعراض نموذج لإبداع الإنسان في البناء حيث سيتم فيه تناول مخططات معمارية لمجمع سكني مكون من أربع طوابق يحتوي كل طابق على ثلاثة شقق. و سيتم في هذا المشروع العمل على تلك المخططات المعمارية و تناولها من الناحية الإنشائية التنفيذية و تطبيق جميع متطلبات الأمان الإنشائية. وبناء عليه يتم تجهيز المخططات الإنشائية التنفيذية الكاملة للمشروع لكي يكون جاهزا للتنفيذ.

1.2 الهدف من المشروع

يُمكن هدف المشروع إلى تحقيق الأهداف التالية:

- تحديد الأحمال التي يتعرض لها هذا المنشأ و بيان تأثير كل نوع من الأحمال.
- تحليل و تصميم جميع العناصر الإنشائية وبيان تأثير كل عنصر من العناصر على الآخر.
- تحديد واستخدام الكود المناسب.
- إعداد مخططات إنشائية تنفيذية كاملة ومفصلة.
- ربط و تطبيق المعلومات التي تمت دراساتها في المساقات المختلفة.

1.3 أسباب اختيار المشروع

- الحاجة الماسة لمثل هذا البناء.
- إتمام الدراسات و التصميم الإنشائية التي تخدم الأغراض المعمارية.
- اكتساب المهارة في إنجاز التصميم و التفاصيل الإنشائية لمشروع حقيقي.
- أننا في السنة النهائية لدراستنا الجامعية في مرحلة البكالوريوس ن لابد من عمل مشروع تخرج ليكون خاتمة لدراستنا الجامعية وكانت رغبتنا في أن يكون إنشائياً وذلك لتحقيق عدة أهداف :
- لاكتساب المهارة في إنجاز التصميم و التفاصيل الإنشائية لمشروع حقيقي.

. إن إتمام هذا المشروع بنجاح دليل واضح على قدرة ومهارة هذه المؤسسة الأكاديمية بتخريج أجيال قادرة على إنجاز مثل هذه الأعمال في حياتنا اليومية.
أن هذا المشروع سينفذ على أرض الواقع . ن ذلك سيعطينا شعورا بالرضا.

1.4 مراحل المشروع

- دراسة المخططات المعمارية المتوفرة للمبنى.
- دراسة تحليلية إنشائية لهذا المنشأ تتضمن تحديد الأحمال وتحديد النظام الإنشائي الأفضل والذي سيتم اختياره بكل ما يحتوي من عناصر إنشائية.
- التصميم الإنشائي الكامل لهذه العناصر.
- عمل المخططات الإنشائية التنفيذية بشكل كامل ومفصل.

1.5 نطاق المشروع

كما هو الحال في أي مشروع يجب أن تكون هناك خطوات محددة ومعروفة لتحقيق الأهداف المذكورة سابقا حتى يخرج هذا المشروع بأكمل صورة، وفيما يلي الخطوات المتبعة في تصميم هذا المشروع:
- القيام بعمل فحص لتربة الموقع ومعرفة المكونات التحتية لها ولمعرفة الطبقات التي تتكون منها لمعرفة مدى قوة تحمل التربة ليتم تصميم واختيار نوع الأساس الذي سوف يتم استخدامه.

- عمل مراجعة لكافة المخططات المعمارية للمبنى للتأكد من أمور متعددة منها: مواقع الأعمدة، تحديد جدران القص والتأكد من أنها كافية لهذا المبنى وتحديد أنواع العقدات التي ستستخدم في الطوابق.

- دراسة إنشائية سريعة لمعرفة أنواع العناصر الإنشائية التي ستستخدم في المشروع و معرفة مدى ملاءمتها لهذا النوع من المباني ولهذا الاستخدام.

- بعد دراسة العناصر الإنشائية جميعها ومعرفة أنواعها تم عمل التحليل الإنشائي والحسابات اللازمة لتصميم هذه العناصر و من ثم تصميمها و عمل الرسومات الإنشائية اللازمة والتي توضح التصميم الإنشائي.

ولقد تم تقسيم هذا المشروع إلى أربعة فصول و تتضمن هذه الفصول الأمور التالية:

. **الفصل الأول:** يحتوي هذا الفصل على معلومات عامة متعلقة بالمشروع ومكوناته بالإضافة إلى وصف عام لفكرة المشروع والأسباب التي أدت إلى اختياره ومجال هذا المشروع ووصف لأجزائه المختلفة ومحتوياتها.

. **الفصل الثاني:** وي هذا الفصل على مقدمة عامة تتحدث عن المخططات المعمارية التي تم إنجازها كمشروع تخرج وكيف بدأت فكرة هذا المشروع كما يحتوي على بعض التعديلات المعمارية التي أجريت على هذه المخططات.

. **الفصل الثالث:** ويحوي هذا الفصل على وصف العناصر الإنشائية للمبنى.

. **الفصل الرابع:** ويحوي هذا الفصل على التحليل والتصميم الإنشائي لكافة عناصر المبنى.

الفصل الثاني

الوصف العماري

2.1 مقدمة

تعتبر عملية التصميم المعماري واختيار المخططات النهائية التي سيتم تنفيذ المشروع بناءً عليها من أولى المراحل التي تمر بها كافة المشاريع السكنية حيث يتم فيها تحديد شكل المنشأ وأبعاده ويأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة حيث يجري التوزيع الأولي لمرافق المبنى بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور والمحاور وتتم في هذه العملية أيضا دراسة الإنارة والعزل والتهوية والحركة والتنقل وغيرها من المتطلبات الوظيفية التي يتطلب تحقيقها في المبنى. ومن ثم تأتي عملية التصميم الإنشائي الهادف إلى تحديد شكل وأبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها اعتمادا على الأحمال المختلفة التي يتم نقلها عبر هذه العناصر إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة.

2.2 لمحة عامة عن المشروع:

أصبح من المهم القيام بمشاريع توفر الراحة للإنسان، وتعمل على اختزال الوقت والجهد المبذول للحصول على المتطلبات الحياتية، ومن المعروف أن مشروع من هذا النوع، يهدف لتوفير المسكن الآمن والمرحح لحياة الإنسان من خلال ما يلي:

أولا: تحديد الاحتياجات الفراغية

لكل أسرة احتياجاتها الخاصة التي تحدد الوظائف المطلوبة بالمسكن، وتتشكل هذه الاحتياجات من عدة عوامل هي:

- عدد أفراد الأسرة

- المستوى الاقتصادي
- المستوى العلمي
- المستوى الاجتماعي

: البرنامج الوظيفي

هنا يأتي دور المعماري في ترجمة احتياجات الأسرة وتعريفها تعريفا هندسيا ومن ثم عمل برنامج وظيفي للمسكن (فراغات معمارية ذات علاقة تـ) وفي هذه المرحلة يتم مناقشة أسس ومبررات هذا البرنامج الوظيفي.

: التصميم المعماري

التصميم المعماري: هو تحويل المتطلبات الوظيفية إلى أشكال وفراغات معمارية ذات علاقة تكاملية، بينها، وتتماشى فيما بينها مع عدة عوامل هي:

- العوامل البيئية والظروف الجوية
- شكل ومساحة موقع المشروع
- اشتراطات ونظم حكومية
- ميزانية المشروع
- الطابع المعماري

رابعاً: التصميم الإنشائي والالكتروميكانيك

وهو يشمل النظم الإنشائية والكهربائية والميكانيكية التي تكمل التصميم المعماري وتجعل من المسكن بيئة مريحة لساكنيه، فالنظام الإنشائي السائد هو نظام الهيكل الخرساني (نواعد وأعمدة وجسور) كما أن التصميم الإنشائي يبنى على دراسات علمية لتربة الموقع مما يجعل التصميم الإنشائي يقوم على دراسات حقيقة الأمر الذي يؤدي إلى تقليل المبالغات في الاحتياطات المكلفة جدا.

أما النظم الكهربائية فنرى فنجد أن الإضاءة الصناعية أصبحت عنصراً من عناصر الزخرفة المعمارية. يضاف لذلك استخدام أنظمة كهربائية متطورة.

يأتي بعد ذلك الأنظمة الميكانيكية وهذه الأنظمة تشمل التكييف بشقيه (تبريد، تدفئة) وكذلك الأنظمة الميكانيكية الأخرى كأنظمة التغذية بالماء والصرف الصحي وغيرها من الأنظمة التي تقع تحت هذا التصنيف، ففي هذا الجانب نجد في موضوع التكييف الاستفادة من عناصر أخرى مساعدة من خلال التصميم والمواد لتقليل أحمال التكييف أو التدفئة اللازمة وبالتالي تقليل التكاليف.

2.3 المشروع المقترح:

يتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهيكل الإنشائي فقد تم الحصول على المخططات المعمارية النهائية من قبل دائرة الهندسة المدنية والمعمارية.

ويظهر من خلال المخططات أن المبنى المقترح إنشائه هو عمارة سكنية مكونة من طابق أرضي يتضمن مواقف للسيارات وأربع طبقات سكنية مكررة ويحتوي كل طابق على ثلاث شقق سكنية حيث تبلغ مساحة كل طابق (. . متر مربع).

يوجد مدخل رئيسي واحد للشقق السكنية تتكون كل شقة من صالون ومرحاض ومطبخ مفتوح على غرفة الطعام كما تحتوي الشقة على غرفتي نوم إحداهما مفتوحة على بلكونة وغرفة حمام.

2.4 وصف موقع البناء:

المبنى يقع في منطقة محصورة بشكل زاوية قائمة مما يتحكم بشكل التصميم المعماري للمبنى وقد تم مراعاة التالي في اختيار موقع المبنى:

- سهولة الوصول إليه من الشارع الرئيسي.

- الخدمات العامة من كهرباء وماء وشبكة صرف صحي متوفرة.
- خصصت مساحات فارغة حول المبنى.

تم من خلال تحقيق الشروط السابقة توفير المكان المناسب لتنفيذ المشروع بما يلائم المخططات المعمارية المقترحة للمشروع.

2.5 وصف الواجهات:

تتميز واجهات المبنى بالإطلالة وخاصة تلك القريبة من أشعة الشمس بالنهار مما وفر إضاءة طبيعية جزئية للمبنى بالإضافة إلى ذلك أخذ بعين الاعتبار وجود بروزات للحفاظ على عنصر التهوية للمبنى وإبراز عنصر الجمال المعماري.

يظهر من خلال التصميم المعماري للواجهات وجود تداخل بين الطراز القديم والتكنولوجيا الحديثة في البناء ويتمثل الطراز القديم في استخدام المواد الأولية كالحجارة البلدية أما ظهور التكنولوجيا الحديثة فتتمثل في استخدام الكتل الزجاجية المكونة من الألمنيوم والزجاج.

2.6 تحقيق الفعاليات المختلفة:

تتسم علاقة الغرف ببعضها البعض بالسهولة واليسر ما عمل على استقلالية الغرف عن بعضها وعدم تشابك الفعاليات حيث أخذ بعين الاعتبار طبيعة حركة الإنسان وحاجاته حيث تربط الغرف الموجودة بنفس الطابق ممرات وتربط الطوابق المختلفة مصعد ودرج يدور حول المصعد.

2.7 توفير المساحات المطلوبة:

يتضح في المخططات المعمارية أنه تم توفير حدائق حول المبنى لإضفاء المنظر الطبيعي بالإضافة إلى ذلك صممت ساحات للأطفال وساحات خضراء؛ لأن الإنسان بطبيعته يميل للطبيعة الـ
ونلاحظ أن تصميم هذه الساحات راعي الاتسياب والسلاسة في الحركة.

2.8 موقف السيارات:

تم استيعاب موقف السيارات (الكراجات) في الطابق الأرضي للمبنى حيث تم تصميم الموقف
ليستوعب سيارات - سيارة لكل شقة - حيث أن المساحة المخصصة لكل سيارة هي . م
ومجموع المساحات للسيارات كلها هو م . ث تم مراعاة سهولة الدخول والخروج لكل سيارة.

2.9 مقاومة الحريق:

إن مادة الخرسانة المكونة للمبنى هي من المواد التي تمتاز بمقاومة عالية للحريق ولحماية قضبان
التسليح في المبنى يتم وضع طبقة خرسا نيد تساعد في مقاومة الحريق ومنع وصول الحرارة لقضبان
التسليح حتى لا تفقد خصائصها الفيزيائية مما يؤثر على قدرة تحملها.

2.10 عزل الصوت:

أصبح من الضروري مراعاة عزل الصوت في المبنى السكني وذلك باستخدام الجدران السميكة
بالإضافة إلى استخدام الشبابتيك ذات الزجاج المزدوج.

2.11 الإجازات السابقة في المشروع:

كما أسلفنا فإن هذا المشروع صمم معماريا حيث تم عمل التصاميم للمساقط والواجهات والقطاعات كما تم عمل تفصيلات لبعض الأجزاء الهامة في هذا المشروع كالمصاعد والأدراج وأجزاء من الواجهات، حيث يتكون هذا المبنى من خمسة طوابق مصممة على أحدث الطرز المعمارية والتي تهينى الظروف الملائمة لسكان الم .

2.12 التعديلات المعمارية:

منذ اللحظات الأولى لهذا المشروع قمنا بعمل دراسة معمارية للمشروع بهدف معرفة الأشياء التي قد نضطر إلى تغييرها أو تعديلها لتساعدنا في الناحية الإنشائية. فبالنسبة للأعمدة قمنا بمراجعة شاملة لمواقعها في جميع الطوابق فكانت متطابقة وتقع في أماكن ملائمة ولا تعيق الحركة ولا تسبب أي مشاكل إنشائية وبذلك قررنا اعتماد نفس مواقعها، وبذلك يكون قد تحدد اتجاه الجسور والأعصاب.

الفصل الثالث

وصف العناصر الإنشائية

3.1 المقدمة:

بعد إتمام أعمال التصميم المعماري في الفصل الثاني لهذا المشروع ننتقل إلى مرحلة جديدة يتم فيها عملية التصميم الإنشائي من أجل الوصول للهدف المطلوب وهو العمل على إيجاد التصميم الملائم لكافة العناصر الإنشائية.

تحتوي هذه الدراسة على وصف للعناصر الإنشائية المختلفة، وتوضح أسس التصميم الإنشائي التي يتم الاعتماد عليها من حيث تحديد الأحمال و الكودات المختلفة.

تصميم العناصر الإنشائية يتم اعتمادا على الكود الأمريكي وذلك لتوفر الدقة والإتقان في التصميم من أجل الوصول لأفضل تصميم إنشائي للمبنى. (ACI-Code)

3.2 هدف التصميم الإنشائي:

الهدف من عملية التصميم الإنشائي هو الحصول على نظام إنشائي آمن واقتصادي وحامل يحتوي على عدة عناصر إنشائية يتم تحديد مقاطعها اعتمادا على عوامل الأمان والتكلفة حيث أن عوامل الأمان يتم تحقيقها عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل الأوزان والأحمال الأخرى والاجهادات الناتجة عنها أما عنصر التكلفة فيتم تحقيقه عن طريق مواد البناء ومقاطع منخفضة التكلفة.

3.3 الاختبارات العملية:

من طبيعة المشروع نجد انه لا يحتوي على الكثير من الاختبارات والفحوصات سوى فحص واحد ولكنه بالغ الأهمية وهو فحص قوة تحمل التربة، ولكن هذا الفحص مكلف ولا تتوفر الإمكانيات اللازمة للقيام به، لذلك بعد عمل استكشاف للموقع ومن طبيعة التربة والصخور واستشارة مختصين في هذا المجال قررنا اعتماد قيمة قوة تحمل للتربة لتكون (3.5 Kg /cm²).

3.4 الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل

قبل البدء بعملية التحليل والتصميم في أي مشروع، يجب القيام بدراسة للعناصر الإنشائية التي يتكون منها المشروع وعمل مقارنات بين الأنواع المختلفة للحصول على النوع الأفضل من جميع النواحي. ومن طبيعة مشروعنا نجد انه يجب علينا مراجعة كل عنصر ودراسته وتحديد الأحمال الواقعة عليه وتحديد سبب اختياره.

تتعرض العناصر الإنشائية للمبنى لمجموعة من الأحمال ويجب أن تكون قادرة على نقل تلك الأحمال الواقعة عليها دون أن تنهار فيجب تحديد الأحمال الواقعة عليها بشكل دقيق وصحيح. قبل البدء بعملية التصميم لأي عنصر إنشائي يجب أن يكون المصمم ملماً وبشكل جيد بأنواع الأحمال المؤثرة على المنشأ وكيفية حسابها، لأن أي خطأ في عملية حساب الأحمال ينعكس سلباً على التصميم الإنشائي. ومن طبيعة مشروعنا هذا وجدنا أنه يتعرض للأنواع التالية من الأحمال:

3.5.1 الأحمال الميتة

وهي الأحمال التي تكون ثابتة من حيث المقدار والموقع ولا تتغير خلال عمر المبنى وهذه الأحمال تتمثل في وزن العناصر الإنشائية بالإضافة إلى وزن أي جسم ملاصق للمبنى بشكل دائم وعناصر التشطيب لذلك فإن الأحمال الميتة لأي منشأ تضم وزن الأعمدة، الجسور، الجدران والعقدات وما يتبعها من بلاط وقصارة وما إلى ذلك.

وعملية معرفة وحساب هذه الأحمال تتم من خلال معرفة أبعاد وكتافات المواد النوعية المستخدمة في عملية تصنيع العناصر الإنشائية وهي عديدة وتتمثل في أغلب الأحيان في الخرسانة وحديد التسليح والقصارة والطوب والبلاط ومواد التشطيب والحجارة المستخدمة في تغطية المبنى من الخارج إلى الأسقف المعلقة والديكورات الخاصة بالمبنى. والجدول رقم (3.1) يوضح الكثافات النوعية لكل المواد المستخدمة:

جدول (3.1) بين الكثافة النوعية لمواد البناء المستخدمة.

NO.	material	Quality density
.	Tile	22 KN/ m ³
.	Sand	20 KN/ m ³
.	Concrete panel	25 KN/ m ³
.	Block	9 KN/ m ³
.	Plaster	22 KN/ m ³
.	Partition	1.25 KN/ m ²

3.5.2 الأحمال الحية:

وهي الأوزان التي تتغير حسب استخدام المنشأة وللمباني السكنية تساوي (200 Kg/m²) وهذه الأحمال هي عبارة عن أوزان الأعضاء أو الأجسام التي توضع مؤقتاً على المنشأ مثل وزن الأشخاص والأثاث والمركبات المتحركة والأجهزة والمعدات والتخزين والقوى الطبيعية وما إلى ذلك، حيث تتغير هذه الأحمال في مقدارها وموقعها.

ومن الممكن الحصول على مقدار هذه الأحمال بعد تحديد نوع استخدام المبنى من الجداول الموضوعه لهذا الغرض. والجدول رقم (3.2) يوضح قيم الأحمال الحية الواقعة على كل عنصر في المبنى.

جدول (3.2) الأحمال الحية لعناصر المبنى.

NO.	TYPE OF AREA	LIVE LOADS(KG/M ²)
1.	Parking	500
2.	Restaurants	500
3.	Roof	200
4.	Stories	500
5.	Stairs	500

3.5.3 الأحمال البيئية:

وتشمل أحمال الثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة وهذه الأحمال تعتبر متغيرة من ناحية المقدار والاتجاه وتنبه بشكل كبير الأحمال الحية والتي يكون مقدارها متغير.

3.5.3.1 أحمال الزلازل

وهي عبارة عن أحمال أفقية تؤثر على المنشأ وتؤدي إلى تولد عزوم وقوى أفقية هي قوى القص، لذلك يجب أن يكون المبنى مصمماً لمقاومة هذه الأحمال الأفقية وجعله ثابتاً وذلك عن طريق استخدام جدران القص.

3.5.3.2 أحمال الرياح:

تعتمد أحمال الرياح على سرعة الرياح القصوى وعلى ارتفاع المبنى عن سطح الأرض وعلى شكل المبنى وأهمية هذا المبنى بالإضافة إلى عوامل أخرى لها علاقة بالموضوع. وتكون أحمال الرياح متغيرة

في الاتجاه وتعتمد على وحدة المساحة التي تواجهها، بحيث تقوم دوائر الأرصاد الجوية بتحديد هذه القيم، والعناصر التي يعتمد عليها في تحديد هذه الأحمال هي السرعة وارتفاع المبنى.

3.5.3.3 أحمال الثلوج:

يتم اخذ قيم أحمال الثلوج من الكود الأردني وهي (130 Kg/m²) لعقدة السطح. وبما أن الأحمال الحية تفوق الأحمال الناتجة عن تراكم الثلوج على سطح المبنى حيث تم اعتماد أحمال حية قيمتها (200 kg/ m²) ولذلك سيتم إهمال الأحمال الناتجة عن الثلوج.

3.6 العقدات:

هناك ثلاثة أنواع للعقدات:

(عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).

(عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

(العقدات المصمتة (Solid Slabs).

فقد تم استخدام نوع واحد من العقدات في هذا المشروع وهو عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد نظرا لوجود شابه كبير في الفعاليات بين الطوابق المختلفة. بسبب قصر المسافات بين الأعمدة (طوال الأعصاب)، حيث انه من الأجدى اقتصاديا في هذه الحالة استخدام هذا النوع من العقدات.

أما بالنسبة لبيت الدرج فسيتم استخدام نظام البلاطة ذات الاتجاه الواحد.

3.7 مواصفات الأعمدة:

من سماكة العقدات تم تحديد نوع الطوب المستخدم وتم تحديد سماكة وعرض الأعمدة، ففي كل الطوابق تم استخدام طوب عادي بسماكة 17 cm وبالتالي فإن الأعمدة ستكون بعرض 12 cm و بسماكة 25 cm.

3.8 الجسور:

تعتمد عملية تصميم الجسور على الأحمال الواقعة عليها من العقدات من المقرر تصميم جسور مسحورة تقوم بنقل أحمال الأعمدة ، وقد تستهلك الجسور المسحورة كمية حديد أكثر من الحديد ولكنها تخدم المالك بشكل أكبر، وتعتمد كمية الحديد على الأحمال الواقعة على الجسر بالتناسب الطردي مع طول الجسر، بحيث تسهل عملية تقطيع الفراغات داخل المنشأ.

3.9 الأعمدة:

الأعمدة هي العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، حيث يعتمد عليها استقرار المبنى وثباته وانهيار الأعمدة يعني انهيار المبنى كاملاً. بعد أن تم تصميم العقدات و الجسور تصميمًا كاملاً تم نقل الأحمال من هذه العناصر إلى الأعمدة بشكل دقيق، وهذه الأحمال الناتجة عن العقدات و الجسور تم تجميعها من كل طوابق المبنى لمعرفة الحمل على أعمدة الطابق الأرضي، حيث أنه في تصميم الأعمدة تم تصميم أعمدة الطابق الأرضي صعوداً إلى باقي الطوابق.

تم اختيار مقطع مستطيل لجميع الأعمدة، فهي عنصر إنشائي ضروري لثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها.

3.10 الجدران الحاملة (جدران القص):

تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى حتى أعلى منسوب في المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل معظمها كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ. ولكي تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي واثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية يفضل أن يكون الفرق بين مركز نقل المبنى ومركز نقل جدران القص لا يتجاوز (1/6) الطول الكلي للمبنى في ذلك الاتجاه.

3.11 الأدرج:

المخططات المعمارية تتضمن أدرج لتحقيق الانتقال الرأسي عبر المبنى وسوف يتم تصميم نوع واحد من الأدرج إنشائياً.

3.12 الأساسات:

الأساسات هي العنصر الإنشائي الأخير في عملية التصميم لأي مبنى، لذلك يجب أن تكون جميع العناصر الإنشائية مثل العقدات، الجسور والأعمدة مصممة أولاً وذلك لمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة. لأن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيراً إلى الأساسات ثم التربة وتكون هذه

الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها و طبيعة الموقع تم تحديد نوع الأساسات المستخدمة.

بالرغم من أن الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في ال
ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعاً لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة على كل أساس وموقع هذه الأساسات والعناصر التي تخدمها وتلك المجاورة لها. بناء على قيمة قوة تحمل التربة التي تم اعتمادها وطبيعة أحمال المبنى تحددت نوعية الأساسات المستخدمة كأساسات مربعة الشكل أما بالنسبة لبيت الدرج فإن الأساس المستخدم هو الأساس المستمر لوجود جدران القص.

3.13 برامج الحاسوب المستخدمة:

في هذا النوع من المشاريع تكون البرامج المستخدمة محدودة ومعروفة، حيث استخدم في هذا المشروع برنامج (AutoCAD 2004) وهو برنامج للرسم، استخدم لرسم التفاصيل الإنشائية للعناصر المصممة وفي التعديلات المعمارية .

كما تم استخدام برنامج (STAAD PRO 2004) وهو برنامج واسع جداً ويستخدم في كافة مجالات الهندسة المدنية، حيث انه يستخدم في التحليل والتصميم لذلك تم استخدامه في التحليل الإنشائي لبعض عناصر المبنى.

كما تم استخدام برنامج (RC Design) لتحليل وتصميم بعض العناصر البسيطة.

كما تم استخدام كل من:

. (Prokon) وهو برنامج لعمل كافة التحاليل والتصاميم الإنشائية.

. (Office XP) تم استخدامه لأجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة والتنسيق وإخراج المشروع.

الفصل الثالث

وصف العناصر الإنشائية

الفصل الثالث : وصف العناصر الإنشائية

3.1 المقدمة:

بعد إتمام أعمال التصميم المعماري في الفصل الثاني لهذا المشروع ننتقل إلى مرحلة جديدة يتم فيها عملية التصميم الإنشائي من أجل الوصول للهدف المطلوب وهو العمل على إيجاد التصميم الملائم لكافة العناصر الإنشائية.

تحتوي هذه الدراسة على وصف للعناصر الإنشائية المختلفة، وتوضح أسس التصميم الإنشائي التي يتم الاعتماد عليها من حيث تحديد الأحمال و الكودات المختلفة.

تصميم العناصر الإنشائية يتم اعتمادا على الكود الأمريكي وذلك لتوفر الدقة والإتقان في التصميم من أجل الوصول لأفضل تصميم إنشائي للمبنى. (ACI-Code)

3.2 هدف التصميم الإنشائي:

الهدف من عملية التصميم الإنشائي هو الحصول على نظام إنشائي آمن واقتصادي وحامل يحتوي على عدة عناصر إنشائية يتم تحديد مقاطعها اعتمادا على عوامل الأمان والتكلفة حيث أن عوامل الأمان يتم تحقيقها عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل الأوزان والأحمال الأخرى والاجهادات الناتجة عنها أما عنصر التكلفة فيتم تحقيقه عن طريق مواد البناء ومقاطع منخفضة التكلفة.

3.3 الاختبارات العملية:

من طبيعة المشروع نجد انه لا يحتوي على الكثير من الاختبارات والفحوصات سوى فحص واحد ولكنه بالغ الأهمية وهو فحص قوة تحمل التربة، ولكن هذا الفحص مكلف ولا تتوفر الإمكانيات اللازمة للقيام به، لذلك بعد عمل استكشاف للموقع ومن طبيعة التربة والصخور واستشارة مختصين في هذا المجال قررنا اعتماد قيمة قوة تحمل للتربة لتكون (3.5 Kg /cm²).

3.4 الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل

قبل البدء بعملية التحليل والتصميم في أي مشروع، يجب القيام بدراسة للعناصر الإنشائية التي يتكون منها المشروع وعمل مقارنات بين الأنواع المختلفة للحصول على النوع الأفضل من جميع النواحي.

ومن طبيعة مشروعنا نجد انه يجب علينا مراجعة كل عنصر ودراسة وتحديد الأحمال الواقعة عليه وتحديد سبب اختياره.

3.5 | :

تتعرض العناصر الإنشائية للمبنى لمجموعة من الأحمال ويجب أن تكون قادرة على نقل تلك الأحمال الواقعة عليها دون أن تنهار فيجب تحديد الأحمال الواقعة عليها بشكل دقيق وصحيح.

قبل البدء بعملية التصميم لأي عنصر إنشائي يجب أن يكون المصمم ملماً وبشكل جيد بأنواع الأحمال المؤثرة على المنشأ وكيفية حسابها، لأن أي خطأ في عملية حساب الأحمال ينعكس سلباً على التصميم الإنشائي.

ومن طبيعة مشروعنا هذا وجدنا انه يتعرض للأنواع التالية من الأحمال:

3.5.1 الأحمال الميتة

وهي الأحمال التي تكون ثابتة من حيث المقدار والموقع ولا تتغير خلال عمر المبنى وهذه الأحمال تتمثل في وزن العناصر الإنشائية بالإضافة إلى وزن أي جسم ملاصق للمبنى بشكل دائم وعناصر التشطيب لذلك فإن الأحمال الميتة لأي منشأ تضم وزن الأعمدة، الجسور، الجدران والعقدات وما يتبعها من بلاط وقصارة وما إلى ذلك.

عملية معرفة وحساب هذه الأحمال تتم من خلال معرفة أبعاد وكتافات المواد النوعية المستخدمة
 عملية تصنيع العناصر الإنشائية وهي عديدة وتتمثل في أغلب الأحيان في الخرسانة وحديد التسليح والقضبان
 والطوب والبلاط ومواد التشطيب والحجارة المستخدمة في تغطية المبنى من الخارج بالإضافة إلى الأسقف
 المعلقة والديكورات الخاصة بالمبنى. والجدول رقم (3.1) يوضح الكثافات النوعية لكل المواد المستخدمة:

جدول (3.1) بين الكثافة النوعية لمواد البناء المستخدمة.

NO.	material	Quality density
.	Tile	22 KN/ m ³
.	Sand	20 KN/ m ³
.	Concrete panel	25 KN/ m ³
.	Block	9 KN/ m ³
.	Plaster	22 KN/ m ³
.	Partition	1.25 KN/ m ²

3.5.2 الأحمال الحية:

وهي الأوزان التي تتغير حسب استخدام المنشأة وللمباني السكنية تساوي (200 Kg/m²) وهذه الأحمال
 هي عبارة عن أوزان الأعضاء أو الأجسام التي توضع مؤقتاً على المنشأ مثل وزن الأشخاص والأثاث
 والمركبات المتحركة والأجهزة والمعدات والتخزين والقوى الطبيعية وما إلى ذلك، حيث تتغير هذه الأحمال
 في مقدارها وموقعها.

ومن الممكن الحصول على مقدار هذه الأحمال بعد تحديد نوع استخدام المبنى من الجداول الموضوعه لهذا الغرض. والجدول رقم (3.2) يوضح قيم الأحمال الحية الواقعة على كل عنصر في المبنى.

جدول (3.2) الأحمال الحية لعناصر المبنى.

NO.	TYPE OF AREA	LIVE LOADS(KG/M ²)
1.	Parking	500
2.	Restaurants	500
3.	Roof	200
4.	Stories	500
5.	Stairs	500

3.5.3 الأحمال البيئية:

وتشمل أحمال الثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة وهذه الأحمال تعتبر متغيرة من ناحية المقدار والاتجاه وتنبه بشكل كبير الأحمال الحية والتي يكون مقدارها متغير.

3.5.3.1 أحمال الزلازل

وهي عبارة عن أحمال أفقية تؤثر على المنشأ وتؤدي إلى تولد عزوم تعرف بعزوم الانقلاب وعزوم اللي وقوى أفقية هي قوى القص، لذلك يجب أن يكون المبنى مصمما لمقاومة هذه الأحمال الأفقية وجعله ثابتا وذلك عن طريق استخدام جدران القص.

3.5.3.2 احمال الرياح:

تعمد احمال الرياح على سرعة الرياح القصوى وعلى ارتفاع المبنى عن سطح الأرض وعلى شكل المبنى وأهمية هذا المبنى بالإضافة إلى عوامل أخرى لها علاقة بالموضوع. وتكون احمال الرياح متغيرة في الاتجاه وتعتمد على وحدة المساحة التي تواجهها، بحيث تقوم دوائر الأرصاد الجوية بتحديد هذه القيم، والعناصر التي يعتمد عليها في تحديد هذه الأحمال هي السرعة وارتفاع المبنى.

3.5.3.3 احمال الثلوج:

يتم اخذ قيم احمال الثلوج من الكود الأردني وهي (130 Kg/m²) لعقدة السطح. وبما أن الأحمال الحية تفوق الأحمال الناتجة عن تراكم الثلوج على سطح المبنى حيث تم اعتماد احمال حية قيمتها (200 kg/m²) ولذلك سيتم إهمال الأحمال الناتجة عن الثلوج.

3.6 العقدات:

هناك ثلاثة انواع للعقدات:

(عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).

(عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

(العقدات المصممة (Solid Slabs).

فقد تم استخدام نوع واحد من العقدات في هذا المشروع وهو عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد نظرا لوجود كبير في الفعاليات بين الطوابق المختلفة. بسبب قصر المسافات بين الأعمدة (أطوال الأعصاب)، حيث انه من الأجدى اقتصاديا في هذه الحالة استخدام هذا النوع من العقدات.

أما بالنسبة لبيت الدرج فسيتم استخدام نظام البلاطة ذات الاتجاه الواحد.

3.7 مواصفات الأعصاب:

من سماكة العقدات تم تحديد نوع الطوب المستخدم وتم تحديد سماكة وعرض الأعصاب، ففي كل الطوابق تم استخدام طوب عادي بسماكة 17 cm وبالتالي فان الأعصاب ستكون بعرض 12 cm و بسماكة 25 cm.

3.8 الجسور:

تعتمد عملية تصميم الجسور على الأحمال الواقعة عليها من العقدات من المقرر تصميم جسور مسحورة تقوم بنقل أحمال الاعصاب ، وقد تستهلك الجسور المسحورة كمية حديد اكثر من الحديد ولكنها تخدم المالك بشكل اكبر، وتعتمد كمية الحديد على الأحمال الواقعة على الجسر بالتناسب الطردي مع طول الجسر، بحيث تسهل عملية تقطيع الفراغات داخل المنشأ.

3.9 الأعمدة:

الأعمدة هي العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، حيث يعتمد عليها استقرار المبنى وثباته وانهيار الأعمدة يعني انهيار المبنى كاملاً. بعد أن تم تصميم العقدات و الجسور تصميماً كاملاً تم نقل الأحمال من هذه العناصر إلى الأعمدة بشكل دقيق، وهذه الأحمال الناتجة عن العقدات و الجسور تم تجميعها من كل طوابق المبنى لمعرفة الحمل على أعمدة الطابق الأرضي، حيث انه في تصميم الأعمدة تم تصميم أعمدة الطابق الأرضي صعوداً إلى باقي الطوابق. تم اختيار مقطع مستطيل لجميع الأعمدة، فهي عنصر إنشائي ضروري لثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها.

3.10 الجدران الحاملة (جدران القص):

تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى حتى أعلى منسوب في المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل معظمها كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ. ولكي تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وأثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية يفضل أن يكون الفرق بين مركز نقل المبنى ومركز نقل جدران القص لا يتجاوز $(1/6)$ الطول الكلي للمبنى في ذلك الاتجاه.

3.11 الأدرج:

المخططات المعمارية تتضمن أدرج لتحقيق الانتقال الرأسي عبر المبنى وسوف يتم تصميم نوع واحد من الأدرج إنشائياً.

3.12 الأساسات:

الأساسات هي العنصر الإنشائي الأخير في عملية التصميم لأي مبنى، لذلك يجب أن تكون جميع العناصر الإنشائية مثل العقدات، الجسور والأعمدة مصممة أولاً وذلك لمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها لأن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيراً إلى الأساسات ثم التربة وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، وبناءً على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع تم تحديد نوع الأساسات المستخدمة.

بالرغم من أن الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى،

ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعاً لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة على كل أساس وموقع هذه الأساسات والعناصر التي تخدمها وتلك المجاورة لها. بناءً على قيمة قوة تحمل التربة التي تم اعتمادها وطبيعة أحمال المبنى تحددت نوعية الأساسات المستخدمة كأساسات مربعة الشكل أما بالنسبة لبيوت الدرج فإن الأساس المستخدم هو الأساس المستمر لوجود جدران القص.

3.13 برامج الحاسوب المستخدمة:

في هذا النوع من المشاريع تكون البرامج المستخدمة محدودة ومعروفة، حيث استخدم في هذا المشروع برنامج (AutoCAD 2004) وهو برنامج للرسم، استخدم لرسم التفاصيل الإنشائية للعناصر المصممة وفي التعديلات المعمارية .

كما تم استخدام برنامج (STAAD PRO 2004) وهو برنامج واسع جدا ويستخدم في كافة مجالات الهندسة المدنية، حيث انه يستخدم في التحليل والتصميم لذلك تم استخدامه في التحليل الإنشائي لبعض عناصر المبنى. كما تم استخدام برنامج (RC Design) لتحليل وتصميم بعض العناصر البسيطة. كما تم استخدام كل من:

. (Prokon) وهو برنامج لعمل كافة التحليل والتصاميم الإنشائية.

. (Office XP) م استخدامه لأجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة والتنسيق وإخراج المشروع.

. (MB-Software) لتحليل الإنشائي.

4.2 Beams Design:

In this section we will design beam # B3.

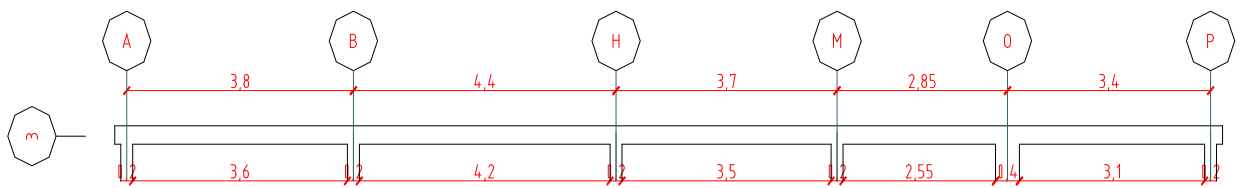


Fig (4.4) Beam B3 dimension.

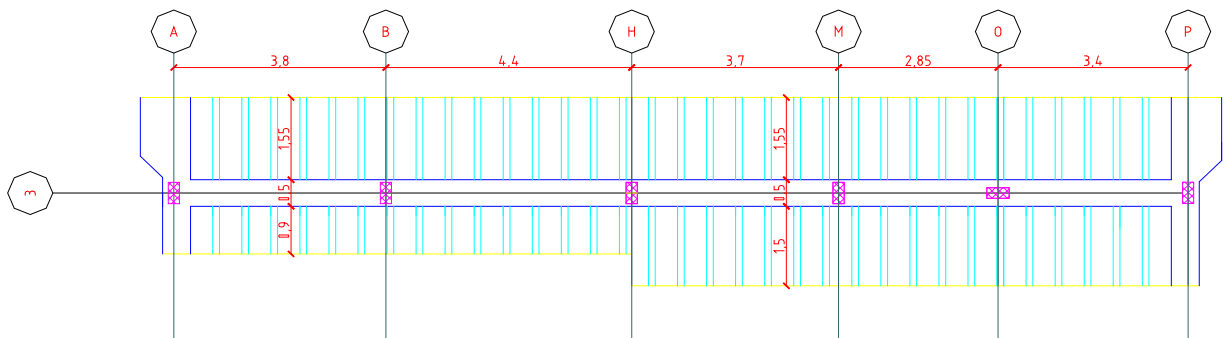


Fig (4.5) Beam B3 load.

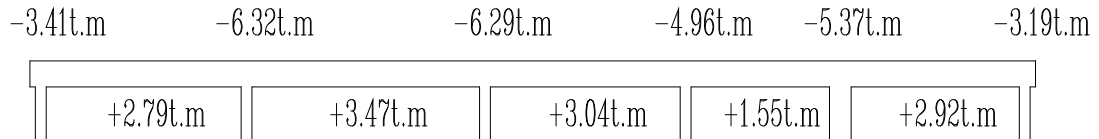


Fig (4.6) Beam B3 moment value.

Assume that:

- The beam is a middle beam
- L_1 is the rib length from one side
- L_2 is the rib length from the other side

4.2.1 Load calculation:

$$\text{Dead Load} = \left(\frac{L_1 + L_2}{2} \right) \times DL$$

$$\text{Dead Load} = 2.453 \times 0.782 = 1.91 \text{ t/m.}$$

$$\text{live load} = \left(\frac{L_1 + L_2}{2} \right) \times LL$$

$$\text{live load} = 2.453 \times 0.2 = 0.49 \text{ t/m.}$$

Assume that:

$$B = 50 \text{ cm}$$

$$H = 25 \text{ cm}$$

$$d = 21 \text{ cm}$$

$$\text{Self weight of beam} = B \times H \times 2.5$$

$$\text{Self weight of beam} = 0.5 \times 0.25 \times 2.5 = 0.3125 \text{ t/m.}$$

$$\text{Factored Total Load} = 1.4 \times (1.91 + 0.3125) + 1.7 \times (0.49) = 3.95 \text{ t/m.}$$

4.2.2 Design of span B-H :

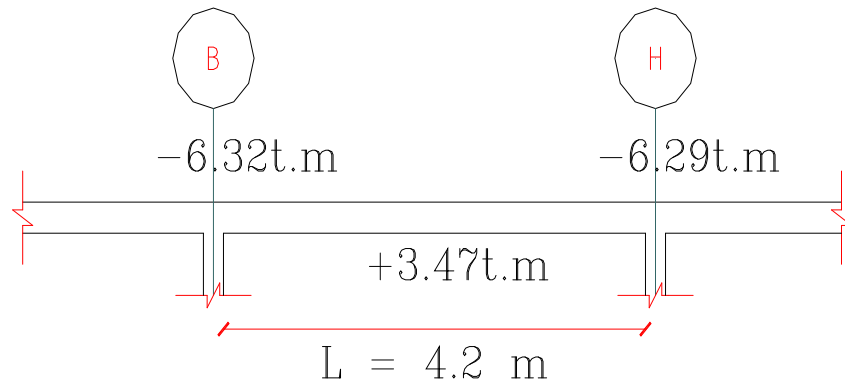


Fig. (4.7): span B-H.

1- Design for positive moment:

$$M_u = 3.47 \text{ ton.m}$$

$$M_n = 3.47 / 0.9 = 3.85 \text{ ton.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{400}{0.85 * 30} = 15.7$$

$$R_n = M_n / b d^2$$

$$R_n = \left(\frac{3.85 \times 10^5}{50 \times 21^2} \right) = 17.48 \text{ Kg/cm}^2 .$$

$$R_n = 1.748 \text{ MPa.}$$

$$\rho = \frac{1}{15.7} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 1.748}{400}} \right) = 0.00453$$

$$A_s \text{ req.} = 0.00453 \times 50 \times 3 \times 21 = 4.75 \text{ cm}^2$$

Use 12 mm .

$$\text{Area of bar } 12 \text{ mm} = 1.13 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{Number of bar} = \frac{4.75}{1.13} = 4.2 \text{ bar.}$$

Use 5 12 mm.

$$A_s \text{ provided} = 5.65 \text{ cm}^2.$$

Check maximum and minimum steel:

From table – for $f_y = 400 \text{ Mpa}$, & $f_c = 30 \text{ Mpa}$.

$$\rho_{\max} = 0.0244$$

$$\rho_{\min} \text{ is the larger of } \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} \geq \frac{1.4}{f_y}.$$

$$\rho_{\min} \text{ is the larger of } \frac{\sqrt{30}}{4(400)} \geq \frac{1.4}{400}$$

$$\rho_{\min} = 0.0035$$

$$\rho_{\text{provided}} = \frac{A_s \text{ provided}}{b \times d}$$

$$\rho_{\text{provided}} = \frac{5.65}{50 \times 21} = 0.0053$$

$$\rho_{\min} = 0.0035' \quad \rho_{\text{provided}} = 0.0053 \exists \quad \rho_{\max} = 0.0244$$

∴ Design is OK

2- Design for negative moment:

$$M_u = 6.32 \text{ ton.m}$$

$$M_n = 6.32 / 0.9 = 7.02 \text{ ton.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{400}{0.85 * 30} = 15.7$$

$$R_n = M_n / b d^2$$

$$R_n = \left(\frac{7.02 \times 10^5}{50 \times 21^2} \right) = 38.84 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$R_n = 3.184 \text{ Mpa.}$$

$$\dots = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right)$$

$$\dots = \frac{1}{15.7} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 3.184}{400}} \right) = 0.00853$$

$$A_s \text{ req.} = 0.00853 \times 50 \times 21 = 8.96 \text{ cm}^2$$

Use 12 mm .

$$\text{Area of bar } 12 \text{ mm} = 1.13 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{Number of bar} = 8.96 / 1.13 = 7.9 \text{ bar.}$$

Use 8 12 mm.

$$A_{s \text{ provided}} = 9.04 \text{ cm}^2 .$$

Check maximum and minimum steel:

$$x_{\text{max}} = 0.0244$$

$$x_{\text{min}} \text{ is the larger of } \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} \geq \frac{1.4}{f_y} .$$

$$x_{\text{min}} \text{ is the larger of } \frac{\sqrt{30}}{4(400)} \geq \frac{1.4}{400}$$

$$x_{\text{min}} = 0.0035$$

$$x_{\text{provided}} = \frac{A_{s \text{ provided}}}{b \times d}$$

$$x_{\text{provided}} = \frac{9.04}{50 \times 21} = 0.0086$$

$$x_{\text{min}} = 0.0035' \quad x_{\text{provided}} = 0.0086 \exists \quad x_{\text{max}} = 0.0244$$

∴ Design is OK

3- Design for shear:

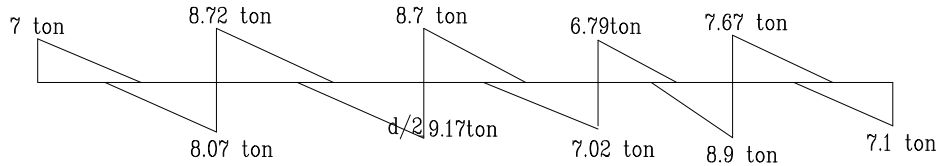


Fig (4.8) Shear value.

$$V_u = 9.17 \text{ ton.}$$

$$\Phi V_c = 0.85 \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6} \right) bd = 0.85 \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) 350321 \left(\frac{10}{1000} \right) = 8.14 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = 8.14 \text{ ton} < V_u = 9.17 \text{ ton.}$$

Category (3):

(Shear reinforcement is required).

$$\Phi V_c < V_u \leq (\Phi V_c + \min \Phi V_s)$$

Assume we use Φ 8 mm stirrups, area of Φ 8 mm bar = $3.14(0.8)^2 44 = 0.5024 \text{ cm}^2$.

$$A_v = 2 \cdot 0.5024 = 1.01 \text{ cm}^2.$$

$$S = \frac{3A_v f_y}{bw} = (3 \cdot 1.01 \cdot 33400) / 50 = 24.24 \text{ cm.}$$

$$S \leq d/2 = 10.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Control}$$

$$S \leq 60 \text{ cm.}$$

assume $S = 10 \text{ cm.}$

$$\Phi V_s = \frac{0.85 A_v f_y d}{S} = 0.85(1.01 \cdot 33400 \cdot 4.2) / 10 = 7.21 \text{ ton.}$$

$$\frac{0.85(1.57 \times 2 \text{ stirrups})(4.2)(24)}{12}$$

$$8.14 \text{ ton} < 9.17 \text{ ton} < (8.14 + 7.21) \text{ ton.}$$

Complies with category (3)

Use 8 mm stirrups @ 10 cm.

∴ Design is OK

4 - Development length (L_d) :

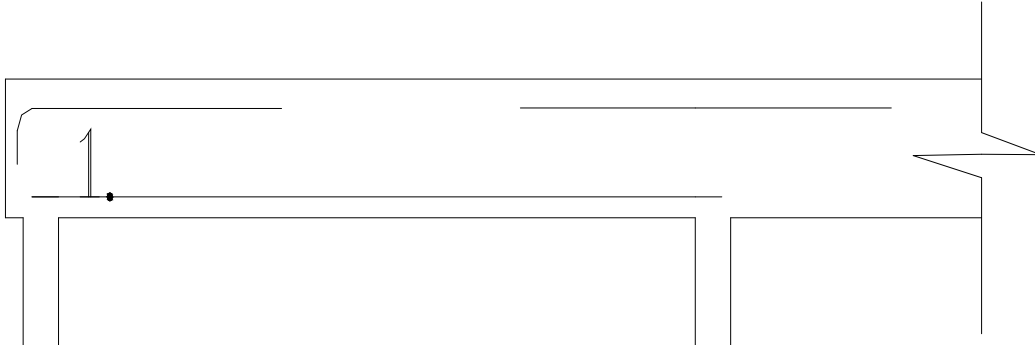


Fig. (4.9): Typical section in beam.

At point (1)

L_d for bottom bars (12):

$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f'_c}} \quad d_b = \frac{400}{2\sqrt{30}} (1)(1)(1) (1.2) = 43.8 \text{ cm.}$$

$L_a = 0$ (The distance that the bars extend beyond the center of the support)

$$1.33 \frac{Mn}{V_u} + L_a \geq L_d$$

$$Mn = 2.79 \text{ Ton.m}$$

$$V_u = 4.6 \text{ Ton} \quad (\text{At inflection point})$$

$$1.33 \frac{2.79 \times (100)}{4.6} \geq 43.8$$

$$78.85 \text{ cm} \geq 43.8 \text{ cm.} \quad \therefore \text{available embedment} > \text{Req.}$$

Table (4.2)Beam

Beam No.	Span Length (m)	Reinforcement					Stirrups	
		Positive Steel	Length (m)	Negative Steel	Support	Length (m)	Ø (mm)	Spacing (cm)
Beam 1	3.38	5Ø12	3.68	8Ø12	C1	1.05	Ø 8	10
	2.45	4Ø12	2.75	8Ø12	C2	2.2	Ø 8	10
	3	4Ø12	3.3	7Ø12	C3	2.05	Ø 8	10
				6Ø12	C4	1.1	Ø 8	10
Beam 2	3.55	4Ø12	3.85	7Ø12	C5	1.1	Ø 8	10
	4.01	7Ø14	4.31	9Ø14	C6	2.7	Ø 8	10
				9Ø14	C7	1.35	Ø 8	10
Beam 3	3.62	4Ø12	3.92	5Ø12	C8	1.2	Ø 8	10
	4.15	5Ø12	4.45	8Ø12	C9	2.6	Ø 8	10
	3.45	5Ø12	3.75	8Ø12	C10	2.55	Ø 8	10
	2.53	4Ø12	2.83	7Ø12	C11	2.1	Ø 8	10
	3.08	4Ø12	3.38	8Ø12	C12	2.15	Ø 8	10
				5Ø14	C13	1	Ø 8	10
Beam 4	3.4	5Ø12	3.7	8Ø12	C14	1.2	Ø 8	10
	4	7Ø12	4.3	9Ø14	C15	2.65	Ø 8	10

Table (4.3)Beam

Beam No.	Span Length (m)	Reinforcement				Support	Lenght (m)	Stirrups	
		Positive Steel	Lenght (m)	Negative Steel	ϕ (mm)			Spacing (cm)	
	3.3	4 ϕ 12	3.6	8 ϕ 14	C16	2.6	ϕ 8	10	
	2.45	4 ϕ 12	2.75	6 ϕ 12	C17	2.15	ϕ 8	10	
	3	5 ϕ 12	3.3	9 ϕ 12	C18	2.05	ϕ 8	10	
				6 ϕ 12	C19	1.1	ϕ 8	10	
Beam 7	3.47	5 ϕ 12	3.77	7 ϕ 12	C20	1.1	ϕ 8	10	
	1.61	4 ϕ 12	1.91	8 ϕ 12	C21	1.95	ϕ 8	10	
				4 ϕ 12	C	0.55	ϕ 8	10	
Beam 8	2.05	4 ϕ 12	2.35	5 ϕ 12	C	0.55	ϕ 8	10	
	3.08	6 ϕ 12	3.38	8 ϕ 14	C22	2	ϕ 8	10	
				6 ϕ 12	C23	1	ϕ 8	10	
Beam 10	1.26	4 ϕ 12	1.41	4 ϕ 12	Cantilever	0.75	ϕ 8	10	
	3.47	4 ϕ 12	3.77	10 ϕ 14	C24	1.9	ϕ 8	10	
	4.08	5 ϕ 12	4.38	10 ϕ 12	C25	2.7	ϕ 8	10	
				6 ϕ 12	C26	1.25	ϕ 8	10	
Beam 11	1.26	6 ϕ 12	1.35	6 ϕ 12	Cantilever	0.75	ϕ 8	10	

Table (4.4)Beam

Beam No.	Span Length (m)	Reinforcement				Stirrups		
		Positive Steel	Length (m)	Negative Steel	Support	Length (m)	ϕ (mm)	Spacing (cm)
	3.95	6 ϕ 12	4.25	8 ϕ 18	C27	2.05	ϕ 8	10
	3.75	6 ϕ 12	4.05	8 ϕ 12	C28	2.6	ϕ 8	10
	3.15	6 ϕ 12	3.45	9 ϕ 12	C29	2.35	ϕ 8	10
	2.91	6 ϕ 12	3.20	8 ϕ 12	C30	2.1	ϕ 8	10
	3.15	6 ϕ 12	3.45	9 ϕ 12	C31	2.1	ϕ 8	10
				6 ϕ 12	C32	1	ϕ 8	10
Beam 13	1.26	7 ϕ 12	1.35	5 ϕ 12	Cantilever	0.55	ϕ 8	10
	4.15	7 ϕ 12	4.45	9 ϕ 16	C33	0.55	ϕ 8	10
	3.55	5 ϕ 12	3.85	9 ϕ 14	C34	2	ϕ 8	10
	3.36	5 ϕ 12	3.66	9 ϕ 12	C35	1	ϕ 8	10
	2.7	5 ϕ 12	3	8 ϕ 12	C36	0.75	ϕ 8	10
	3.15	5 ϕ 12	3.45	8 ϕ 12	C37	1.9	ϕ 8	10
				5 ϕ 12	C38	2.7	ϕ 8	10

4.2 Beams Design:

In this section we will design beam # B3.

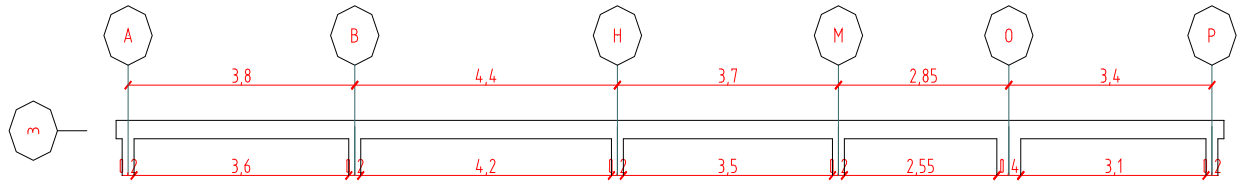


Fig (4.4) Beam B3 dimension.

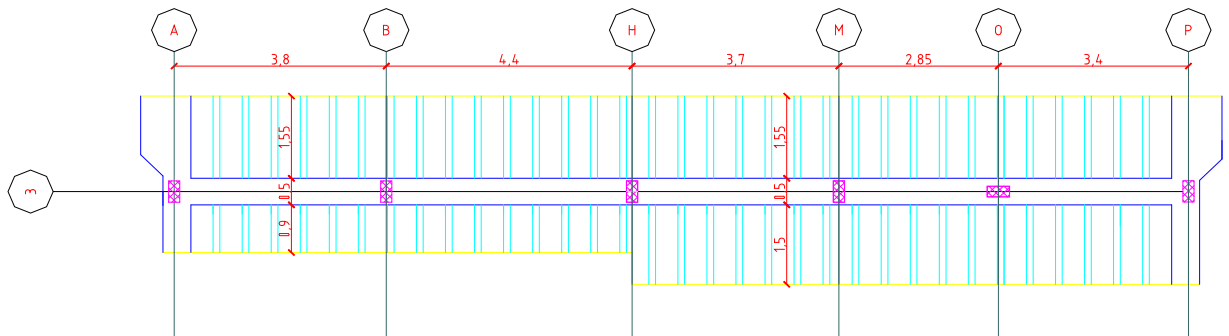


Fig (4.5) Beam B3 load.

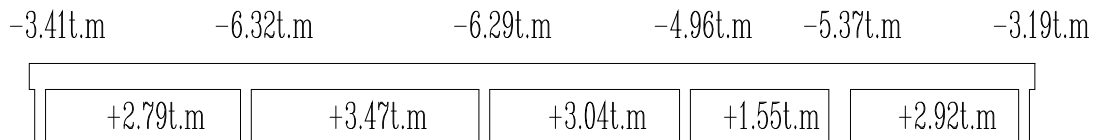


Fig (4.6) Beam B3 moment value.

Assume that:

- The beam is a middle beam
- L_1 is the rib length from one side
- L_2 is the rib length from the other side

4.2.1 Load calculation:

$$\text{Dead Load} = \left(\frac{L_1 + L_2}{2} \right) \times DL$$

$$\text{Dead Load} = 2.453 \times 0.782 = 1.91 \text{ t/m.}$$

$$\text{live load} = \left(\frac{L_1 + L_2}{2} \right) \times LL$$

$$\text{live load} = 2.453 \times 0.2 = 0.49 \text{ t/m.}$$

Assume that:

$$B = 50 \text{ cm}$$

$$H = 25 \text{ cm}$$

$$d = 21 \text{ cm}$$

$$\text{Self weight of beam} = B \times H \times 2.5$$

$$\text{Self weight of beam} = 0.5 \times 0.25 \times 2.5 = 0.3125 \text{ t/m.}$$

$$\text{Factored Total Load} = 1.4 \times (1.91 + 0.3125) + 1.7 \times (0.49) = 3.95 \text{ t/m.}$$

4.2.2 Design of span B-H :

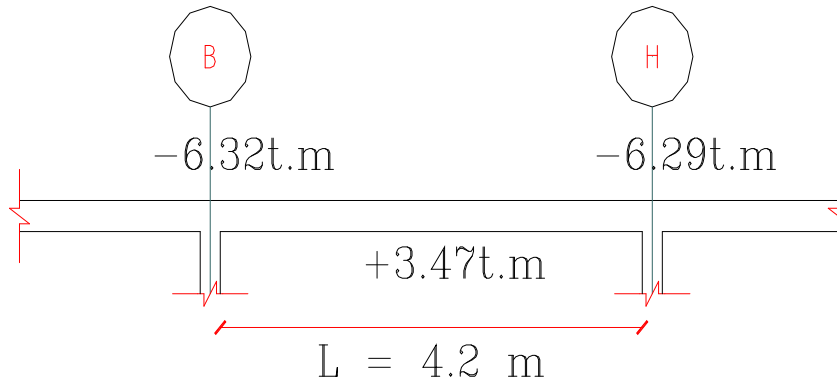


Fig. (4.7): span B-H.

1- Design for positive moment:

$$M_u = 3.47 \text{ ton.m}$$

$$M_n = 3.47 / 0.9 = 3.85 \text{ ton.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{400}{0.85 * 30} = 15.7$$

$$R_n = M_n / b d^2$$

$$R_n = \left(\frac{3.85 \times 10^5}{50 \times 21^2} \right) = 17.48 \text{ Kg/cm}^2 .$$

$$R_n = 1.748 \text{ MPa.}$$

$$\rho = \frac{1}{15.7} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 1.748}{400}} \right) = 0.00453$$

$$A_s \text{ req.} = 0.00453 \times 50 \times 21 = 4.75 \text{ cm}^2$$

Use Φ 12 mm .

Area of bar Φ 12 mm = 1.13 cm².

$$\text{Number of bar} = \frac{4.75}{1.13} = 4.2 \text{ bar.}$$

Use 5 Φ 12 mm.

$$A_s \text{ provided} = 5.65 \text{ cm}^2.$$

Check maximum and minimum steel:

From table – for $f_y = 400 \text{ Mpa}$, & $f_c = 30 \text{ Mpa}$.

$$\rho_{\max} = 0.0244$$

$$\rho_{\min} \text{ is the larger of } \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} \geq \frac{1.4}{f_y}.$$

$$\rho_{\min} \text{ is the larger of } \frac{\sqrt{30}}{4(400)} \geq \frac{1.4}{400}$$

$$\rho_{\min} = 0.0035$$

$$\rho_{\text{provided}} = \frac{A_s \text{ provided}}{b \times d}$$

$$\rho_{\text{provided}} = \frac{5.65}{50 \times 21} = 0.0053$$

$$\rho_{\min} = 0.0035' \quad \rho_{\text{provided}} = 0.0053 \exists \quad \rho_{\max} = 0.0244$$

\therefore Design is OK

2- Design for negative moment:

$$M_u = 6.32 \text{ ton.m}$$

$$M_n = 6.32 / 0.9 = 7.02 \text{ ton.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{400}{0.85 * 30} = 15.7$$

$$R_n = M_n / b d^2$$

$$R_n = \left(\frac{7.02 \times 10^5}{50 \times 21^2} \right) = 38.84 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$R_n = 3.184 \text{ Mpa.}$$

$$\dots = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right)$$

$$\dots = \frac{1}{15.7} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 3.184}{400}} \right) = 0.00853$$

$$A_s \text{ req.} = 0.00853 \times 50 \times 21 = 8.96 \text{ cm}^2$$

Use Φ 12 mm .

$$\text{Area of bar } \Phi 12 \text{ mm} = 1.13 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{Number of bar} = 8.96 / 1.13 = 7.9 \text{ bar.}$$

Use 8 Φ 12 mm.

$$A_{s \text{ provided}} = 9.04 \text{ cm}^2 .$$

Check maximum and minimum steel:

$$x_{\text{max}} = 0.0244$$

$$x_{\text{min}} \text{ is the larger of } \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} \geq \frac{1.4}{f_y} .$$

$$x_{\text{min}} \text{ is the larger of } \frac{\sqrt{30}}{4(400)} \geq \frac{1.4}{400}$$

$$x_{\text{min}} = 0.0035$$

$$x_{\text{provided}} = \frac{A_{s \text{ provided}}}{b \times d}$$

$$x_{\text{provided}} = \frac{9.04}{50 \times 21} = 0.0086$$

$$x_{\text{min}} = 0.0035' \quad x_{\text{provided}} = 0.0086 \quad x_{\text{max}} = 0.0244$$

\therefore Design is OK

3- Design for shear:

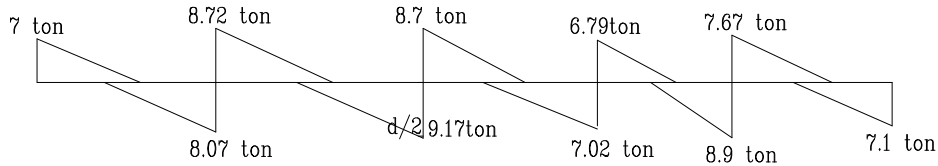


Fig (4.8) Shear value.

$$V_u = 9.17 \text{ ton.}$$

$$\Phi V_c = 0.85 \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6} \right) b d = 0.85 \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) 350321 \left(\frac{10}{1000} \right) = 8.14 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = 8.14 \text{ ton} < V_u = 9.17 \text{ ton.}$$

Category (3):

(Shear reinforcement is required).

$$\Phi V_c < V_u \leq (\Phi V_c + \min \Phi V_s)$$

Assume we use $\Phi 8$ mm stirrups, area of $\Phi 8$ mm bar = $3.14(0.8)^2 44 = 0.5024 \text{ cm}^2$.

$$A_v = 2 \cdot 0.5024 = 1.01 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{3A_v f_y}{bw} = (3 \cdot 1.01 \cdot 33400) / 50 = 24.24 \text{ cm.}$$

$$S \leq d/2 = 10.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Control}$$

$$S \leq 60 \text{ cm.}$$

assume $S = 10 \text{ cm.}$

$$\Phi V_s = \frac{0.85 A_v f_y d}{S} = 0.85(1.0134321) / 10 = 7.21 \text{ ton.}$$

$$\frac{0.85(1.57 \times 2 \text{ stirrups})(4.2)(24)}{12}$$

$$8.14 \text{ ton} < 9.17 \text{ ton} < (8.14 + 7.21) \text{ ton.}$$

Complies with category (3)

Use Φ 8 mm stirrups @ 10 cm.

\therefore Design is OK

4 - Development length (L_d) :

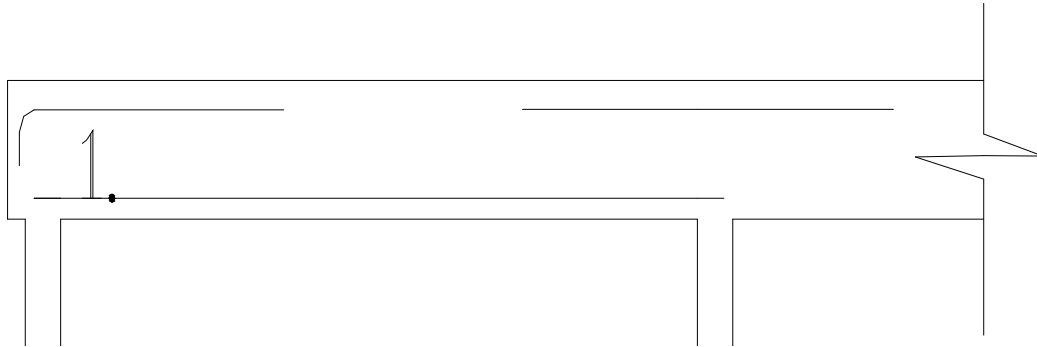


Fig. (4.9): Typical section in beam.

At point (1)

L_d for bottom bars (Φ 12):

$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f_c}} \alpha\beta\gamma d_b = \frac{400}{2\sqrt{30}} (1)(1)(1) (1.2) = 43.8 \text{ cm.}$$

$L_a = 0$ (The distance that the bars extend beyond the center of the support)

$$\frac{Mn}{V_u} + L_a \geq L_d$$

$$Mn = 2.79 \text{ Ton.m}$$

$$V_u = 4.6 \text{ Ton} \quad (\text{At inflection point})$$

$$\frac{2.79 \times (100)}{4.6} \geq 43.8$$

$$60.65 \text{ cm} \geq 43.8 \text{ cm.} \quad \therefore \text{available embedment} > \text{Req.}$$

Table (4.2)Beam

Beam No.	Span Length (m)	Reinforcement				Support	Lenght (m)	Stirrups	
		Positive Steel	Lenght (m)	Negative Steel	ϕ (mm)			Spacing (cm)	
Beam 1	3.38	5 ϕ 12	3.68	8 ϕ 12	C1	1.05	ϕ 8	10	
	2.45	4 ϕ 12	2.75	8 ϕ 12	C2	2.2	ϕ 8	10	
	3	4 ϕ 12	3.3	7 ϕ 12	C3	2.05	ϕ 8	10	
				6 ϕ 12	C4	1.1	ϕ 8	10	
Beam 2	3.55	4 ϕ 12	3.85	7 ϕ 12	C5	1.1	ϕ 8	10	
	4.01	7 ϕ 14	4.31	9 ϕ 14	C6	2.7	ϕ 8	10	
				9 ϕ 14	C7	1.35	ϕ 8	10	
Beam 3	3.62	4 ϕ 12	3.92	5 ϕ 12	C8	1.2	ϕ 8	10	
	4.15	5 ϕ 12	4.45	8 ϕ 12	C9	2.6	ϕ 8	10	
	3.45	5 ϕ 12	3.75	8 ϕ 12	C10	2.55	ϕ 8	10	
	2.53	4 ϕ 12	2.83	7 ϕ 12	C11	2.1	ϕ 8	10	
	3.08	4 ϕ 12	3.38	8 ϕ 12	C12	2.15	ϕ 8	10	
				5 ϕ 14	C13	1	ϕ 8	10	
Beam 4	3.4	5 ϕ 12	3.7	8 ϕ 12	C14	1.2	ϕ 8	10	
	4	7 ϕ 12	4.3	9 ϕ 14	C15	2.65	ϕ 8	10	

Table (4.3)Beam

Beam No.	Span Length (m)	Reinforcement				Support	Length (m)	Stirrups	
		Positive Steel	Length (m)	Negative Steel	ϕ (mm)			Spacing (cm)	
	3.3	4 ϕ 12	3.6	8 ϕ 14	C16	2.6	ϕ 8	10	
	2.45	4 ϕ 12	2.75	6 ϕ 12	C17	2.15	ϕ 8	10	
	3	5 ϕ 12	3.3	9 ϕ 12	C18	2.05	ϕ 8	10	
				6 ϕ 12	C19	1.1	ϕ 8	10	
Beam 7	3.47	5 ϕ 12	3.77	7 ϕ 12	C20	1.1	ϕ 8	10	
	1.61	4 ϕ 12	1.91	8 ϕ 12	C21	1.95	ϕ 8	10	
				4 ϕ 12	C	0.55	ϕ 8	10	
Beam 8	2.05	4 ϕ 12	2.35	5 ϕ 12	C	0.55	ϕ 8	10	
	3.08	6 ϕ 12	3.38	8 ϕ 14	C22	2	ϕ 8	10	
				6 ϕ 12	C23	1	ϕ 8	10	
Beam 10	1.26	4 ϕ 12	1.41	4 ϕ 12	Cantilever	0.75	ϕ 8	10	
	3.47	4 ϕ 12	3.77	10 ϕ 14	C24	1.9	ϕ 8	10	
	4.08	5 ϕ 12	4.38	10 ϕ 12	C25	2.7	ϕ 8	10	
				6 ϕ 12	C26	1.25	ϕ 8	10	
Beam 11	1.26	6 ϕ 12	1.35	6 ϕ 12	Cantilever	0.75	ϕ 8	10	

4.3 Column Design:

Load Calculation:

How loads are transferred to the columns?

Assume that:

- The column is a middle column.
- L_1 is the rib length from one side.
- L_2 is the rib length from the other side.
- $L3$ is the beam length from one side.
- $L4$ is the beam length from the other side.
- Assume braced frame (nonsway).

$$\text{Factored Total Dead Load} = DL \times \left(\frac{L_1 + L_2}{2} \right) \times \left(\frac{L3 + L4}{2} \right)$$

$$\text{Factored live load} = LL \times \left(\frac{L_1 + L_2}{2} \right) \times \left(\frac{L3 + L4}{2} \right)$$

$$\text{Factored Beam weight} = \left(\frac{L3 + L4}{2} \right) \times B \times H \times 2.5 \times 1.4$$

Design of Column C9: this Column is an Internal Column.

Loads from Ground floor:

$$\begin{aligned} \text{Factored Total Dead Load DL} &= 1.1 \times \left(\frac{3.1 + 1.8}{2} \right) \times \left(\frac{3.8 + 4.4}{2} \right) \\ &= 11.05 \text{ ton.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Factored Total Live Load LL} &= 0.34 \times \left(\frac{3.1 + 1.8}{2} \right) \times \left(\frac{3.8 + 4.4}{2} \right) \\ &= 3.42 \text{ ton.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Factored Beam weight} &= 1.4 \times \left(\frac{3.8 + 4.4}{2} \right) \times 0.25 \times 0.50 \times 2.5 \text{ ton/m}^3 \\ &= 1.8 \text{ ton.} \end{aligned}$$

$$\text{Factored Column weight} = 1.4 \times 2.75 \times 0.25 \times 0.4 \times 2.5 = 1 \text{ ton.}$$

Loads from all floors:

$$DL = 5 \times 11.05 \text{ ton} = 55.25 \text{ ton.}$$

$$LL = 5 \times 3.42 \text{ ton} = 17.1 \text{ ton.}$$

$$\text{Beam weight} = 5 \times 1.8 \text{ ton} = 9 \text{ ton.}$$

$$\text{Column weight} = 4 \times 1 \text{ ton} = 4 \text{ ton.}$$

$$\text{Total load } P_u = 55.25 + 17.1 + 9 + 4 = 85.35 \text{ ton.}$$

$$P_n \text{ req} = 85.35 / 0.7 = 122 \text{ ton.}$$

$$\text{Use } \dots = \dots g = 1 \%$$

$$P_n = 0.8 A_g \{0.85 f_c' + \dots g (f_y - 0.85(f_c'))\}$$

$$122 = 0.8 A_g \{0.85(0.3) + 0.01(4 - (0.85)(0.3))\}$$

$$122 = 0.8 A_g \{ (0.255) + (0.03745) \}$$

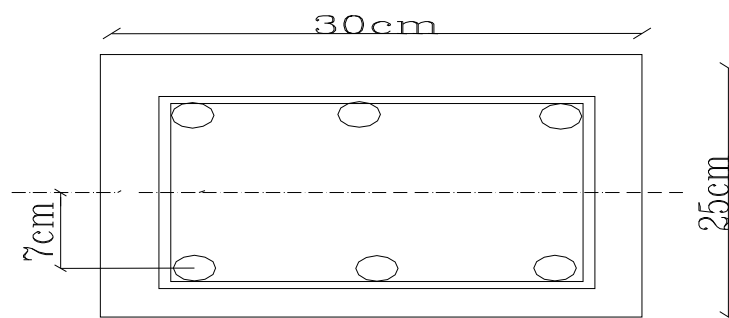
$$122 = 0.234 A_g$$

$$A_g = 521.36 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Use } 25\text{cm} \times 30\text{cm} = 750 \text{ cm}^2 \quad \& \quad \text{Use } \dots g = \dots \text{ min} = 0.01$$

$$A_{st} \text{ req} = (0.01)(750) = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } 6 \quad 14 = 9.24 \text{ cm}^2 \quad \dots g = 9.54 / 750 = 0.01232$$



Fig(4.10)Cross section in column.

Check slenderness effect:

$$\left(\frac{Klu}{r}\right) \leq (34 - 12 \left(\frac{M1}{M2}\right)) \text{ short column.}$$

$$\left(\frac{Klu}{r}\right) / (34 - 12 \left(\frac{M1}{M2}\right)) \text{ long column \& Slenderness effect must be considered.}$$

$$(34 - 12 \left(\frac{M1}{M2}\right)) \leq 40 \quad \text{ACI 10-12-2}$$

L_u : Actual unsupported (unbraced) length.

$$R : \text{radius of gyration} = 0.3 h = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

λ : Effective length factor.

M_1 : the smaller of end moment on the member.

M_2 : the larger of end moment on the member .

$$\left(\frac{M_1}{M_2}\right) : \text{Positive for single curvature.}$$

$$\left(\frac{M_1}{M_2}\right) : \text{Negative for double curvature.}$$

$$M_1 = 0.37 \text{ ton.m.}$$

$$M_2 = -0.66 \text{ ton.m.}$$

$$\left(\frac{M_1}{M_2}\right) = \frac{0.37}{0.66} = 0.56 \text{ Positive for single curvature.}$$

Calculation of the Effective length factor λ .

$$K_A \leq \frac{\sum \left(\frac{E \times I}{L}\right)_{\text{Column}}}{\sum \left(\frac{E \times I}{L}\right)_{\text{Beam}}}$$

$$I_{\text{Column}} \leq 0.7 \times I_g$$

$$I_g \leq \left(\frac{b \times h^3}{12}\right)$$

$$I_g = \left(\frac{30 \times 25^3}{12} \right) = 39062.5 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Column} = 0.7339062.5 = 27343.75 \text{ cm}^4.$$

$$E_c = 15000 \sqrt{f_c'} \text{ Where } f_c' \text{ in (kg/cm}^2\text{)}$$

$$E_c = 15000 \sqrt{300} = 259807.62 \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 259.8 \text{ ton/cm}^2.$$

$$\sum \left(\frac{E \times I}{L} \right)_{Column} = \left(\frac{E_1 \times I_1}{L_1} \right) + \left(\frac{E_2 \times I_2}{L_2} \right)$$

$$\sum \left(\frac{E \times I}{L} \right)_{Column} = \left(\frac{259.8 \times 27343.75}{345} \right) + \left(\frac{259.8 \times 27343.758}{275} \right)$$

$$\sum \left(\frac{E \times I}{L} \right)_{Column} = 46423.86 \text{ ton/cm.}$$

$$I_{Beam} = 0.35 \times I_g$$

$$I_g = \left(\frac{b \times h^3}{12} \right)$$

$$I_g = \left(\frac{50 \times 25^3}{12} \right) = 65104.16 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Beam} = 0.35365104.16 = 22786.45 \text{ cm}^4.$$

$$\sum \left(\frac{E \times I}{L} \right)_{Beam} = \left(\frac{E_1 \times I_1}{L_1} \right) + \left(\frac{E_2 \times I_2}{L_2} \right)$$

$$\sum \left(\frac{E \times I}{L} \right)_{Beam} = \left(\frac{259.8 \times 22786.45}{380} \right) + \left(\frac{259.8 \times 22786.45}{440} \right)$$

$$\sum \left(\frac{E \times I}{L} \right)_{Beam} = 29033 \text{ ton/cm.}$$

$$K_A = \frac{\sum \left(\frac{E \times I}{L} \right)_{Column}}{\sum \left(\frac{E \times I}{L} \right)_{Beam}}$$

$$E_A = \frac{46432.38}{29033} = 1.6$$

$E_B = 0.00$ (Assume footing as fixed support).

For member in braced frames, the 1972 British Code of standard practice [15.54] suggests that an upper bound for K is obtained by using the smaller of the following two equations :

$$K = 0.7 + 0.05(E_A + E_B) \leq 1.0$$

Or.

$$K = 0.85 + 0.05E_{\min} \leq 1.0$$

Where:

E_A : the value of E at the top end of the member .

E_B : the value of E at the bottom end of the member .

E_{\min} : the smaller of the two value E_A & E_B .

$$K = 0.7 + 0.05 (1.6 + 0.00) = 0.78$$

$$\left(\frac{Klu}{r} \right) = \left(\frac{0.78 \times 3.45}{0.3 \times 0.25} \right) = 35.88 > (34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right)) = 27.28$$

\therefore Slenderness effect must be considered

$$u_{ns} = \left(\frac{Cm}{1 - (Pu/0.75Pc)} \right) / 1.0$$

$$Cm = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$

$$Cm = 0.6 + (0.4 \times 0.56) = 0.824$$

$$P_c = \left(\frac{\Pi^2 \times EI}{(K \times L_u)^2} \right)$$

EI = larger of:

$$= \left(\frac{0.2EcI_g + EsI_{se}}{(1 + Bd)} \right)$$

$$= \left(\frac{0.4EcI_g}{(1 + Bd)} \right)$$

Where:

I_g: Gross moment of inertia ignoring steel.

I_{se}: Moment of inertia of reinforcement.

d: (Factored axial dead load)/(Factored axial total load).

$$E_c = 15000 \sqrt{300} = 259.8 \text{ ton/cm}^2$$

$$I_{se} = 2(3 \times 1.54)(7)^2 = 452.76 \text{ cm}^4$$

$$I_g = 5 \left(\frac{b \times h^3}{12} \right)$$

$$I_g = \left(\frac{30 \times 25^3}{12} \right) = 39062.5 \text{ cm}^4.$$

$$S_d = \left(\frac{1.4D_L}{1.4D_L + 1.7L_L} \right)$$

$$S_d = \left(\frac{68.25}{85.35} \right) = 0.8$$

$$EI = \left(\frac{(0.2 \times 259.8 \times 39062.5) + (2000 \times 452.76)}{1 + 0.8} \right)$$

$$EI = \left(\frac{(202968.75) + (905520)}{1 + 0.8} \right) = 1630670.8 \text{ ton.cm}^2.$$

or

$$EI = \left(\frac{0.4 \times 259.8 \times 39062.5}{1 + 0.8} \right) = 2255208.3 \text{ ton.cm}^2.$$

$$EI = 2255208.3 \text{ ton.cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Control.}$$

$$P_c = \left(\frac{\Pi^2 \times EI}{(K \times L_u)^2} \right)$$

$$P_c = \left(\frac{(3.14)^2 \times 2255208.3}{(0.78 \times 345)^2} \right) = 307 \text{ ton.}$$

$$U_{ns} = \left(\frac{C_m}{1 - (P_u / 0.75 P_c)} \right)$$

$$U_{ns} = \left(\frac{0.824}{1 - (85.35 / 0.75 \times 307)} \right)$$

$$U_{ns} = \left(\frac{0.824}{0.63} \right) = 1.3$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03h$$

$$e_{\text{required}} = 1.3(15 + 0.03(250)) = 29.25 \text{ mm.}$$

$$e_{\text{required}} = 2.925 \text{ cm.}$$

$$P_{n_{\text{required}}} = 122 \text{ ton}$$

$$M_{n_{\text{req}}} = 122 \times 2.925 = 356.85 \text{ ton.cm.}$$

$$M_{n_{\text{req}}} = 3.56 \text{ ton.m.}$$

$$\text{Let } P_b = P_n = 122 \text{ ton.}$$

$$\rho_y = 400 / 200000 = 0.002$$

$$X_b = (0.003 / 0.005) d$$

$$= 0.6 d$$

$$P_b = C_c + C_s - T$$

Assume compression steel yield, and symmetrical column, $A_s = A_s'$

$$P_b = 0.85 \times f_c \times b \times (S_1 \times X_b)$$

$$P_b = 0.13 \times b \times d$$

$$P_n = P_b = C_c$$

$$122 = 0.13 \times b \times d$$

Assume $d = 0.9 b$

$$\therefore A_g = 1042.73 \text{ cm}^2$$

Try $A_g = 25 \times 30 = 750 \text{ cm}^2$

With $\dots = \dots_{provided} = 0.01232$

$$P_n = A_g \left(\frac{fc'}{(3/\lambda^2)(e/h) + 1.18} \right) + A_g \left(\frac{\dots g \times fy}{(2/\lambda)(e/h) + 1} \right)$$

$$e/h = 2.925/25 = 0.117$$

$$d-d' = 19-6 = 13 \text{ cm}$$

$$= (d-d')/h = 13/25 = 0.52$$

$$= d/h = 19/25 = 0.76$$

$$\lambda^2 = (0.76)^2 = 0.577$$

$$122 = A_g \left(\frac{0.3}{(3/0.577)(0.117) + 1.18} \right) + A_g \left(\frac{0.01232 \times 4}{(2/0.52)(0.117) + 1} \right)$$

$$122 = A_g \left(\frac{0.3}{1.788} \right) + A_g \left(\frac{0.049}{1.45} \right)$$

$$122 = A_g \times 0.2$$

$$A_g = 610 \text{ cm}^2.$$

\therefore Use $25 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} = 750 \text{ cm}^2$.

$$A_{st} = A_g \times \dots g$$

$$\text{Use } 6 \text{ } 14 = 924 \text{ cm}^2$$

$$\dots_{provided} = 0.01232$$

Check design:

$$e/h = 2.925/25 = 0.117$$

$$d-d' = 19-6 = 13 \text{ cm}$$

$$= (d-d')/h = 13/25 = 0.52$$

$$= d/h = 19/25 = 0.76$$

$$\lambda^2 = (0.76)^2 = 0.577$$

$$P_{nprovided} = 750 \left(\frac{0.3}{(3/0.577)(0.117) + 1.18} \right) + 750 \left(\frac{0.01232 \times 4}{(2/0.52)(0.117) + 1} \right)$$

$$P_{nprovided} = 750 \left(\frac{0.3}{1.788} \right) + 750 \left(\frac{0.049}{1.45} \right)$$

$$P_{nprovided} = 750 \times 0.2 = 150 \text{ ton.}$$

$$P_{nprovided} = 150 \text{ ton} > P_{nrequired} = 122 \text{ ton.}$$

$$M_{nprovided} = P_{nprovided} \times (e)$$

$$M_{nprovided} = (150) \times (0.02925) = 4.38 \text{ ton.m} > Mn_{req} = 3.56 \text{ ton.m.}$$

∴ Design is OK

$$P_o = 0.85 f_c' (A_g - A_{st}) + (f_y \times A_{st})$$

$$P_o = 0.85 \times 0.3 \times (750 - 9.24) + (4 \times 9.24)$$

$$P_o = 225.85 \text{ ton.}$$

$$P_n \text{ max} = 0.8 P_o$$

$$= 0.8(225.85) = 180.68 \text{ ton.}$$

$$180.68 \text{ ton} > 122 \text{ ton}$$

∴ Design is OK

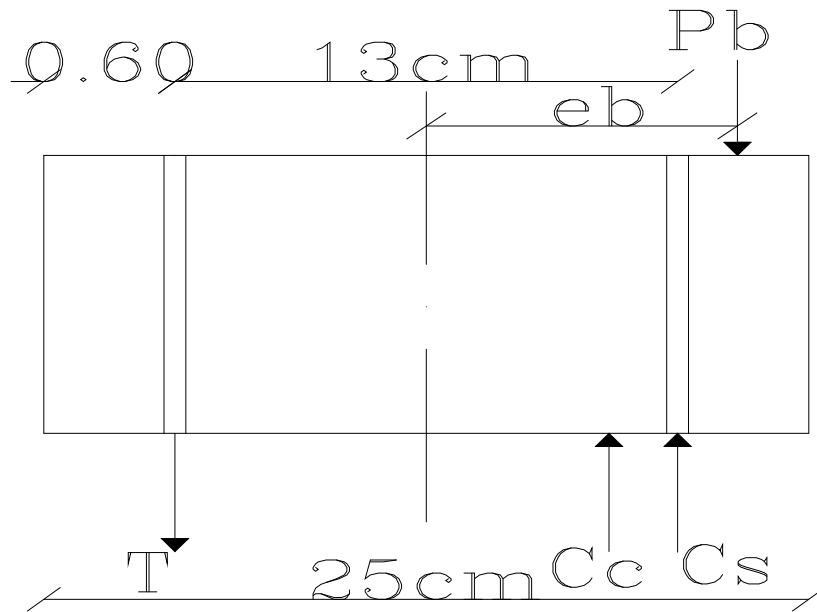


Fig. (4.11): Longitudinal section in column.

$$X_b = (0.003/0.005) d$$

$$X_b = (0.003/0.005) \times 19 = 11.4 \text{ cm.}$$

$$a_b = 0.85(11.4) = 9.69 \text{ cm.}$$

$$C_c = 0.85 \times f_c' \times a_b \times b$$

$$C_c = 0.85 \times 0.3 \times 9.69 \times 30$$

$$C_c = 74.12 \text{ ton}$$

$$A_s = \left(\frac{A_{st}}{2} \right) = \left(\frac{9.24}{2} \right) = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$T = A_s (f_y) = 4.62 \times 4 = 18.48 \text{ ton.}$$

$$s' = \left(\frac{11.4 - 6}{11.4} \right) (0.003)$$

$$s' = 0.0014 < 0.002$$

\therefore Compression steel does not yield

$$C_s = A_s (f_s - 0.85f_c')$$

$$C_s = \left(\frac{9.24}{2} \right) \times \left\{ \left(\frac{0.0014}{0.002} \right) \times 4 - (0.85 \times 0.3) \right\}$$

$$C_s = 11.75 \text{ ton.}$$

$$P_b = C_c + C_s - T$$

$$P_b = 74.12 + 11.75 - 18.48$$

$$= 67.4 \text{ ton.}$$

$$M @ \text{ centroid} = 0$$

$$67.4 \times e_b - 11.75 \times 6.5 - 18.48 \times 6.5 - 74.12 \times 7.655 = 0$$

$$67.4 \times e_b - 76.375 - 120.12 - 576.388 = 0$$

$$67.4 \times e_b = 763.88$$

$$e_b = \left(\frac{763.88}{67.4} \right) = 11.33 \text{ cm.}$$

$$e_b = 11.33 \text{ cm} > e_{\text{required}} = 2.925 \text{ cm.}$$

∴ It is now determined that the column is compression – controlled.

$$M_b = P_b \times e_b$$

$$= 67.4 \times (11.33 / 100)$$

$$= 7.63 \text{ ton.m.}$$

$$M_0 = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d')$$

$$T = C_c + C_s$$

$$18.48 = ((0.85)(0.3)(30)(0.85x)) + \left(\frac{x-6}{x} \times (0.003 \times 2000) - (0.85 \times 0.3) \right) (4.62)$$

$$X = 4.5 \text{ cm.}$$

$$X = 4.5 \text{ cm.} < d' = 6 \text{ cm.}$$

This mean that compression steel is work in tension & in this case $T = C_c$.

$$T = C_c$$

$$18.48 = ((0.85)(0.3)(30)(0.85x))$$

$$X = 2.84 \text{ cm.}$$

$$a = 0.85(2.84) = 2.41 \text{ cm.}$$

$$C_c = 0.85(0.3)(2.41)(30) = 18.43 \text{ ton.}$$

$$M_o = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_o = 18.43 \left(19 - \frac{2.41}{2} \right)$$

$$M_o = 3.27 \text{ ton.m}$$

∴ Calculation is OK

Lateral Ties Selection

For 8 mm ties:

ACI – 7.10.5.2

$$S \leq 16db$$

$$S \leq 48dties$$

$$S \leq \text{Least dimension}$$

$$S \leq 16db = (16 \times 1.4) = 22.4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Control}$$

$$S \leq 48 \times 0.8 = 38.4$$

$$S \leq \text{Least dimension} = 25 \text{ cm}$$

∴ Use 1 8-mm ties @ 22 cm.

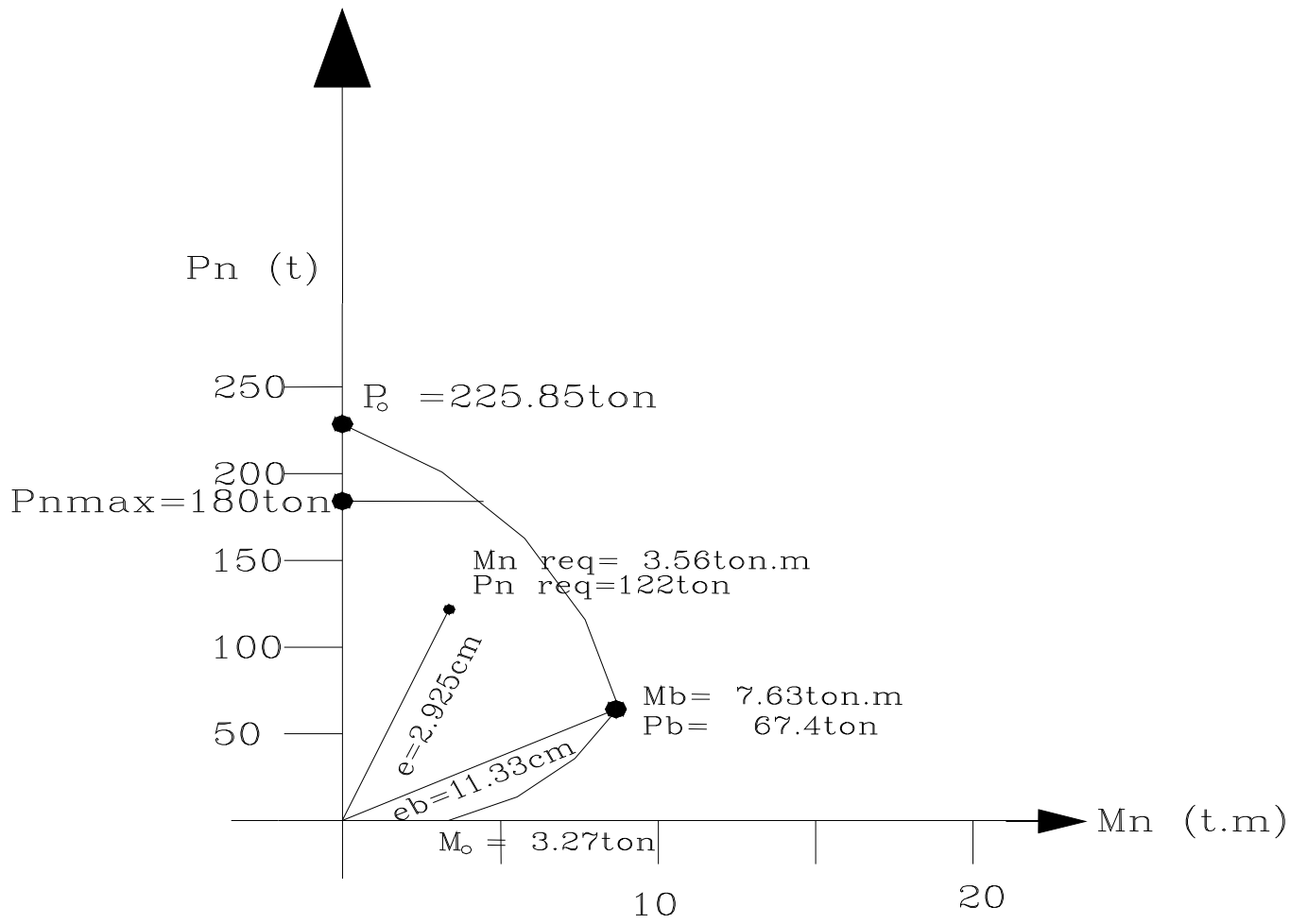


Fig.(4.12): Interaction Diagram.

Table (4.5.1): Columns Tables

Column No.	Floor No.	Column Dimension (cm)	Vertical Reinforcement		Ties		
			No. Of Bars	Size (mm)	No. Of Bars	Size (mm)	Spacing (cm)
C 1	Ground	25 * 30	6	14	1	8	22
	First	25 * 30	6	14	1	8	22
	Second	25 * 30	6	14	1	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 2	Ground	20 * 40	8	12	2	8	19
	First	20 * 40	8	12	2	8	19
	Second	20 * 40	8	12	2	8	19
	Third	20 * 40	8	12	2	8	19
	Forth	20 * 40	8	12	2	8	19
C 3	Ground	20 * 40	8	12	2	8	19
	First	20 * 40	8	12	2	8	19
	Second	20 * 40	8	12	2	8	19
	Third	20 * 40	8	12	2	8	19
	Forth	20 * 40	8	12	2	8	19
C 4	Ground	25 * 30	6	14	1	8	22
	First	25 * 30	6	14	1	8	22
	Second	25 * 30	6	14	1	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22

Table (4.5.2): Columns Tables.

Column No.	Floor No.	Column Dimension (cm)	Vertical Reinforcement		Ties		
			No. Of Bars	Size (mm)	No. Of Bars	Size (mm)	Spacing (cm)
C 5	Ground	25 * 30	6	14	1	8	22
	First	25 * 30	6	14	1	8	22
	Second	25 * 30	6	14	1	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 6	Ground	20 * 40	8	12	2	8	19
	First	20 * 40	8	12	2	8	19
	Second	20 * 40	8	12	2	8	19
	Third	20 * 40	8	12	2	8	19
	Forth	20 * 40	8	12	2	8	19
C7	Ground	25 * 30	6	14	1	8	22
	First	25 * 30	6	14	1	8	22
	Second	25 * 30	6	14	1	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 8	Ground	25 * 40	8	14	2	8	22
	First	25 * 40	8	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22

Table (4.5.3): Columns Tables.

Column No.	Floor No.	Column Dimension (cm)	Vertical Reinforcement		Ties		
			No. Of Bars	Size (mm)	No. Of Bars	Size (mm)	Spacing (cm)
C9	Ground	25 * 30	6	14	1	8	22
	First	25 * 30	6	14	1	8	22
	Second	25 * 30	6	14	1	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 10	Ground	25 * 40	8	14	2	8	22
	First	25 * 40	8	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 11	Ground	25 * 40	8	14	2	8	22
	First	25 * 40	8	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 12	Ground	20 * 40	8	12	2	8	19
	First	20 * 40	8	12	2	8	19
	Second	20 * 40	8	12	2	8	19
	Third	20 * 40	8	12	2	8	19
	Forth	20 * 40	8	12	2	8	19

Table (4.5.4): Columns Tables.

Column No.	Floor No.	Column Dimension (cm)	Vertical Reinforcement		Ties		
			No. Of Bars	Size (mm)	No. Of Bars	Size (mm)	Spacing (cm)
C 13	Ground	25 * 40	8	14	2	8	22
	First	25 * 40	8	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 14	Ground	20 * 40	8	12	2	8	19
	First	20 * 40	8	12	2	8	19
	Second	20 * 40	8	12	2	8	19
	Third	20 * 40	8	12	2	8	19
	Forth	20 * 40	8	12	2	8	19
C 15	Ground	20 * 40	8	12	2	8	19
	First	20 * 40	8	12	2	8	19
	Second	20 * 40	8	12	2	8	19
	Third	20 * 40	8	12	2	8	19
	Forth	20 * 40	8	12	2	8	19
C 16	Ground	20 * 40	8	12	2	8	19
	First	20 * 40	8	12	2	8	19
	Second	20 * 40	8	12	2	8	19
	Third	20 * 40	8	12	2	8	19
	Forth	20 * 40	8	12	2	8	19

Table (4.5.5): Columns Tables.

Column No.	Floor No.	Column Dimension (cm)	Vertical Reinforcement		Ties		
			No. Of Bars	Size (mm)	No. Of Bars	Size (mm)	Spacing (cm)
C 17	Ground	25 * 30	6	14	1	8	22
	First	25 * 30	6	14	1	8	22
	Second	25 * 30	6	14	1	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 18	Ground	20 * 40	8	12	2	8	19
	First	20 * 40	8	12	2	8	19
	Second	20 * 40	8	12	2	8	19
	Third	20 * 40	8	12	2	8	19
	Forth	20 * 40	8	12	2	8	19
C19	Ground	20 * 40	8	12	2	8	19
	First	20 * 40	8	12	2	8	19
	Second	20 * 40	8	12	2	8	19
	Third	20 * 40	8	12	2	8	19
	Forth	20 * 40	8	12	2	8	19
C20	Ground	25 * 50	10	14	2	8	22
	First	25 * 50	10	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22

Table (4.5.6): Columns Tables.

Column No.	Floor No.	Column Dimension (cm)	Vertical Reinforcement		Ties		
			No. Of Bars	Size (mm)	No. Of Bars	Size (mm)	Spacing (cm)
C 21	Ground	25 * 30	6	14	1	8	22
	First	25 * 30	6	14	1	8	22
	Second	25 * 30	6	14	1	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C22	Ground	20 * 40	8	12	2	8	19
	First	20 * 40	8	12	2	8	19
	Second	20 * 40	8	12	2	8	19
	Third	20 * 40	8	12	2	8	19
	Forth	20 * 40	8	12	2	8	19
C 23	Ground	25 * 50	10	18	2	8	25
	First	25 * 50	10	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 24	Ground	25 * 50	10	14	2	8	22
	First	25 * 50	10	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22

Table (4.5.7): Columns Tables.

Column No.	Floor No.	Column Dimension (cm)	Vertical Reinforcement		Ties		
			No. Of Bars	Size (mm)	No. Of Bars	Size (mm)	Spacing (cm)
C 25	Ground	25 * 30	6	14	1	8	22
	First	25 * 30	6	14	1	8	22
	Second	25 * 30	6	14	1	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 26	Ground	25 * 30	6	14	1	8	22
	First	25 * 30	6	14	1	8	22
	Second	25 * 30	6	14	1	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 27	Ground	25 * 50	10	18	2	8	25
	First	25 * 50	10	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 28	Ground	25 * 40	8	14	2	8	22
	First	25 * 40	8	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22

Table (4.5.8): Columns Tables.

Column No.	Floor No.	Column Dimension (cm)	Vertical Reinforcement		Ties		
			No. Of Bars	Size (mm)	No. Of Bars	Size (mm)	Spacing (cm)
C 29	Ground	25 * 40	8	14	2	8	22
	First	25 * 40	8	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 30	Ground	25 * 40	8	14	2	8	22
	First	25 * 40	8	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 31	Ground	25 * 50	10	14	2	8	22
	First	25 * 50	10	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 32	Ground	25 * 50	10	14	2	8	22
	First	25 * 50	10	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22

Table (4.5.9): Columns Tables.

Column No.	Floor No.	Column Dimension (cm)	Vertical Reinforcement		Ties		
			No. Of Bars	Size (mm)	No. Of Bars	Size (mm)	Spacing (cm)
C 33	Ground	25 * 50	10	18	2	8	25
	First	25 * 50	10	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 34	Ground	25 * 50	10	14	2	8	22
	First	25 * 50	10	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 35	Ground	25 * 50	10	14	2	8	22
	First	25 * 50	10	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 36	Ground	20 * 40	8	12	2	8	19
	First	20 * 40	8	12	2	8	19
	Second	20 * 40	8	12	2	8	19
	Third	20 * 40	8	12	2	8	19
	Forth	20 * 40	8	12	2	8	19

Table (4.5.10): Columns Tables.

Column No.	Floor No.	Column Dimension (cm)	Vertical Reinforcement		Ties		
			No. Of Bars	Size (mm)	No. Of Bars	Size (mm)	Spacing (cm)
C 37	Ground	20 * 40	8	12	2	8	19
	First	20 * 40	8	12	2	8	19
	Second	20 * 40	8	12	2	8	19
	Third	20 * 40	8	12	2	8	19
	Forth	20 * 40	8	12	2	8	19
C 38	Ground	25 * 30	6	14	1	8	22
	First	25 * 30	6	14	1	8	22
	Second	25 * 30	6	14	1	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22

4.3 Column Design:

Load Calculation:

How loads are transferred to the columns?

Assume that:

- The column is a middle column.
- L_1 is the rib length from one side.
- L_2 is the rib length from the other side.
- L_3 is the beam length from one side.
- L_4 is the beam length from the other side.
- Assume braced frame (nonsway).

$$\text{Factored Total Dead Load} = DL \times \left(\frac{L_1 + L_2}{2} \right) \times \left(\frac{L_3 + L_4}{2} \right)$$

$$\text{Factored live load} = LL \times \left(\frac{L_1 + L_2}{2} \right) \times \left(\frac{L_3 + L_4}{2} \right)$$

$$\text{Factored Beam weight} = \left(\frac{L_3 + L_4}{2} \right) \times B \times H \times 2.5 \times 1.4$$

Design of Column C9: this Column is an Internal Column.

Loads from Ground floor:

$$\begin{aligned} \text{Factored Total Dead Load DL} &= 1.1 \times \left(\frac{3.1 + 1.8}{2} \right) \times \left(\frac{3.8 + 4.4}{2} \right) \\ &= 11.05 \text{ ton.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Factored Total Live Load LL} &= 0.34 \times \left(\frac{3.1 + 1.8}{2} \right) \times \left(\frac{3.8 + 4.4}{2} \right) \\ &= 3.42 \text{ ton.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Factored Beam weight} &= 1.4 \times \left(\frac{3.8 + 4.4}{2} \right) \times 0.25 \times 0.50 \times 2.5 \text{ ton/m}^3 \\ &= 1.8 \text{ ton.} \end{aligned}$$

Factored Column weight = $1.4 \times 2.75 \times 0.25 \times 0.4 \times 2.5 = 1 \text{ ton}$.

Loads from all floors:

DL = $5 \times 11.05 \text{ ton} = 55.25 \text{ ton}$.

LL = $5 \times 3.42 \text{ ton} = 17.1 \text{ ton}$.

Beam weight = $5 \times 1.8 \text{ ton} = 9 \text{ ton}$.

Column weight = $4 \times 1 \text{ ton} = 4 \text{ ton}$.

Total load $P_u = 55.25 + 17.1 + 9 + 4 = 85.35 \text{ ton}$.

$P_n \text{ req} = 85.35 / 0.7 = 122 \text{ ton}$.

Use ... = ... g = 1 %

$$P_n = 0.8 A_g \{ 0.85 f_c' + \dots g (f_y - 0.85 (f_c')) \}$$

$$122 = 0.8 A_g \{ 0.85(0.3) + 0.01(4 - (0.85)(0.3)) \}$$

$$122 = 0.8 A_g \{ (0.255) + (0.03745) \}$$

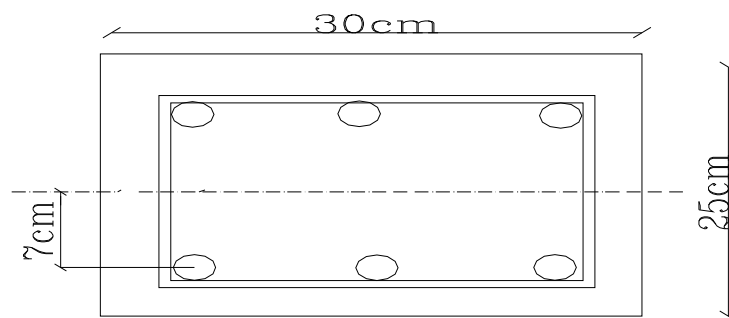
$$122 = 0.234 A_g$$

$$A_g = 521.36 \text{ cm}^2$$

Use 25cm x 30cm = 750 cm² & Use ... g = ... min = 0.01

$$A_{st \text{ req}} = (0.01)(750) = 7.5 \text{ cm}^2$$

Use 6Φ14 = 9.24 cm² ... g = 9.54 / 750 = 0.01232



Fig(4.10)Cross section in column.

Check slenderness effect:

$$\left(\frac{Klu}{r}\right) \leq (34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2}\right)) \text{ short column.}$$

$$\left(\frac{Klu}{r}\right) / (34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2}\right)) \text{ long column \& Slenderness effect must be considered.}$$

$$(34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2}\right)) \leq 40 \quad \text{ACI 10-12-2}$$

L_u : Actual unsupported (unbraced) length.

$$R : \text{radius of gyration} = 0.3 h = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

λ : Effective length factor.

M_1 : the smaller of end moment on the member.

M_2 : the larger of end moment on the member .

$$\left(\frac{M_1}{M_2}\right) : \text{Positive for single curvature.}$$

$$\left(\frac{M_1}{M_2}\right) : \text{Negative for double curvature.}$$

$$M_1 = 0.37 \text{ ton.m.}$$

$$M_2 = -0.66 \text{ ton.m.}$$

$$\left(\frac{M_1}{M_2}\right) = \frac{0.37}{0.66} = 0.56 \text{ Positive for single curvature.}$$

Calculation of the Effective length factor λ .

$$E_A \lambda^2 = 5 \frac{\sum \left(\frac{E \times I}{L}\right)_{\text{Column}}}{\sum \left(\frac{E \times I}{L}\right)_{\text{Beam}}}$$

$$I_{\text{Column}} \lambda^2 = 0.7 \times I_g$$

$$I_g \approx \left(\frac{b \times h^3}{12} \right)$$

$$I_g \approx \left(\frac{30 \times 25^3}{12} \right) \approx 39062.5 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Column} \approx 0.73390625 \approx 27343.75 \text{ cm}^4.$$

$$E_c = 15000 \sqrt{f'c'} \text{ Where } f'c' \text{ in (kg/cm}^2\text{)}$$

$$E_c = 15000 \sqrt{300} = 259807.62 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \approx 259.8 \text{ ton/cm}^2.$$

$$\sum \left(\frac{E \times I}{L} \right)_{Column} = \left(\frac{E_1 \times I_1}{L_1} \right) + \left(\frac{E_2 \times I_2}{L_2} \right)$$

$$\sum \left(\frac{E \times I}{L} \right)_{Column} = \left(\frac{259.8 \times 27343.75}{345} \right) + \left(\frac{259.8 \times 27343.758}{275} \right)$$

$$\sum \left(\frac{E \times I}{L} \right)_{Column} = 46423.86 \text{ ton/cm.}$$

$$I_{Beam} \approx 0.35 \times I_g$$

$$I_g \approx \left(\frac{b \times h^3}{12} \right)$$

$$I_g \approx \left(\frac{50 \times 25^3}{12} \right) \approx 65104.16 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Beam} \approx 0.3536510416 \approx 22786.45 \text{ cm}^4.$$

$$\sum \left(\frac{E \times I}{L} \right)_{Beam} = \left(\frac{E_1 \times I_1}{L_1} \right) + \left(\frac{E_2 \times I_2}{L_2} \right)$$

$$\sum \left(\frac{E \times I}{L} \right)_{Beam} = \left(\frac{259.8 \times 22786.45}{380} \right) + \left(\frac{259.8 \times 22786.45}{440} \right)$$

$$\sum \left(\frac{E \times I}{L} \right)_{Beam} = 29033 \text{ ton/cm.}$$

$$\mathbb{E}_A = 5 \frac{\sum \left(\frac{E \times I}{L} \right)_{Column}}{\sum \left(\frac{E \times I}{L} \right)_{Beam}}$$

$$\mathbb{E}_A = 5 \frac{46432.38}{29033} = 1.6$$

$$\mathbb{E}_B = 5 \ 0.00 \text{ (Assume footing as fixed support).}$$

For member in braced frames, the 1972 British Code of standard practice [15.54] suggests that an upper bound for K is obtained by using the smaller of the following two equations :

$$K = 0.7 + 0.05(\mathbb{E}_A + \mathbb{E}_B) \leq 1.0$$

Or.

$$K = 0.85 + 0.05\mathbb{E}_{\min} \leq 1.0$$

Where:

\mathbb{E}_A : the value of \mathbb{E} at the top end of the member .

\mathbb{E}_B : the value of \mathbb{E} at the bottom end of the member .

\mathbb{E}_{\min} : the smaller of the two value \mathbb{E}_A & \mathbb{E}_B .

$$K = 5 \ 0.7 + 0.05 (1.6 + 0.00) = 5 \ 0.78$$

$$\left(\frac{Klu}{r} \right) = \left(\frac{0.78 \times 3.45}{0.3 \times 0.25} \right) = 35.88 > (34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)) = 27.28$$

\therefore Slenderness effect must be considered

$$u_{ns} = \left(\frac{C_m}{1 - (P_u / 0.75 P_c)} \right)^{1/2} > 1.0$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$

$$C_m = 0.6 + (0.4 \times 0.56) = 0.824$$

$$P_c = \left(\frac{\Pi^2 \times EI}{(K \times L_u)^2} \right)$$

EI = larger of:

$$= \left(\frac{0.2EcIg + EsIse}{(1 + \beta d)} \right)$$

$$= \left(\frac{0.4EcIg}{(1 + \beta d)} \right)$$

Where:

Ig: Gross moment of inertia ignoring steel.

Ise: Moment of inertia of reinforcement.

βd : (Factored axial dead load)/(Factored axial total load).

$$E_c = 15000 \sqrt{300} = 259.8 \text{ ton/cm}^2$$

$$I_{se} = 2(3 \times 1.54)(7)^2 = 452.76 \text{ cm}^4$$

$$I_g = 5 \left(\frac{b \times h^3}{12} \right)$$

$$I_g = \left(\frac{30 \times 25^3}{12} \right) = 39062.5 \text{ cm}^4 .$$

$$S_d = \left(\frac{1.4D_L}{1.4D_L + 1.7L_L} \right)$$

$$S_d = \left(\frac{68.25}{85.35} \right) = 0.8$$

$$EI = \left(\frac{(0.2 \times 259.8 \times 39062.5) + (2000 \times 452.76)}{1 + 0.8} \right)$$

$$EI = \left(\frac{(202968.75) + (905520)}{1 + 0.8} \right) = 1630670.8 \text{ ton.cm}^2.$$

or

$$EI = \left(\frac{0.4 \times 259.8 \times 39062.5}{1 + 0.8} \right) = 2255208.3 \text{ ton.cm}^2.$$

$$EI = 2255208.3 \text{ ton.cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Control.}$$

$$P_c = \left(\frac{\Pi^2 \times EI}{(K \times L_u)^2} \right)$$

$$P_c = \left(\frac{(3.14)^2 \times 2255208.3}{(0.78 \times 345)^2} \right) = 307 \text{ ton.}$$

$$u_{ns} = \left(\frac{C_m}{1 - (P_u / 0.75 P_c)} \right)$$

$$u_{ns} = \left(\frac{0.824}{1 - (85.35 / 0.75 \times 307)} \right)$$

$$u_{ns} = \left(\frac{0.824}{0.63} \right) = 1.3$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03h$$

$$e_{\text{required}} = 1.3(15 + 0.03(250)) = 29.25 \text{ mm.}$$

$$e_{\text{required}} = 2.925 \text{ cm.}$$

$$Pn_{\text{required}} = 122 \text{ ton}$$

$$Mn_{\text{req}} = 122 \times 2.925 = 356.85 \text{ ton.cm.}$$

$$Mn_{\text{req}} = 3.56 \text{ ton.m.}$$

$$\text{Let } P_b = P_n = 122 \text{ ton.}$$

$$\varepsilon_y = 400 / 200000 = 0.002$$

$$X_b = (0.003 / 0.005) d$$

$$= 0.6 d$$

$$P_b = C_c + C_s - T$$

Assume compression steel yield, and symmetrical column, $A_s = A_s'$

$$P_b = 0.85 \times f_c \times b \times (S_1 \times X_b)$$

$$P_b = 0.13 \times b \times d$$

$$P_n = P_b = C_c$$

$$122 = 0.13 \times b \times d$$

Assume $d = 0.9 b$

$$\therefore A_g = 1042.73 \text{ cm}^2$$

Try $A_g = 25 \times 30 = 750 \text{ cm}^2$

With $\dots = \dots_{\text{provided}} = 0.01232$

$$P_n = A_g \left(\frac{f_c'}{(3/\zeta^2)(e/h) + 1.18} \right) + A_g \left(\frac{\dots g \times f_y}{(2/\gamma)(e/h) + 1} \right)$$

$$e/h = 2.925/25 = 0.117$$

$$d-d' = 19-6 = 13 \text{ cm}$$

$$\gamma = (d-d')/h = 13/25 = 0.52$$

$$\zeta = d/h = 19/25 = 0.76$$

$$\zeta^2 = (0.76)^2 = 0.577$$

$$122 = A_g \left(\frac{0.3}{(3/0.577)(0.117) + 1.18} \right) + A_g \left(\frac{0.01232 \times 4}{(2/0.52)(0.117) + 1} \right)$$

$$122 = A_g \left(\frac{0.3}{1.788} \right) + A_g \left(\frac{0.049}{1.45} \right)$$

$$122 = A_g \times 0.2$$

$$A_g = 610 \text{ cm}^2.$$

\therefore Use $25 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} = 750 \text{ cm}^2$.

$$A_{st} = A_g \times \dots g$$

$$\text{Use } 6\Phi 14 = 924 \text{ cm}^2$$

$$\dots_{\text{provided}} = 0.01232$$

Check design:

$$e/h = 2.925/25 = 0.117$$

$$d-d' = 19-6 = 13 \text{ cm}$$

$$\gamma = (d-d')/h = 13/25 = 0.52$$

$$\zeta = d/h = 19/25 = 0.76$$

$$\zeta^2 = (0.76)^2 = 0.577$$

$$P_{nprovided} = 750 \left(\frac{0.3}{(3/0.577)(0.117) + 1.18} \right) + 750 \left(\frac{0.01232 \times 4}{(2/0.52)(0.117) + 1} \right)$$

$$P_{nprovided} = 750 \left(\frac{0.3}{1.788} \right) + 750 \left(\frac{0.049}{1.45} \right)$$

$$P_{nprovided} = 750 \times 0.2 = 150 \text{ ton.}$$

$$P_{nprovided} = 150 \text{ ton} > P_{nrequired} = 122 \text{ ton.}$$

$$M_{nprovided} = P_{nprovided} \times (e)$$

$$M_{nprovided} = (150) \times (0.02925) = 4.38 \text{ ton.m} > Mn_{req} = 3.56 \text{ ton.m.}$$

∴ Design is OK

$$P_o = 0.85 f_c' (A_g - A_{st}) + (f_y \times A_{st})$$

$$P_o = 0.85 \times 0.3 \times (750 - 9.24) + (4 \times 9.24)$$

$$P_o = 225.85 \text{ ton.}$$

$$P_n \text{ max} = 0.8 P_o$$

$$= 0.8(225.85) = 180.68 \text{ ton.}$$

$$180.68 \text{ ton} > 122 \text{ ton}$$

∴ Design is OK

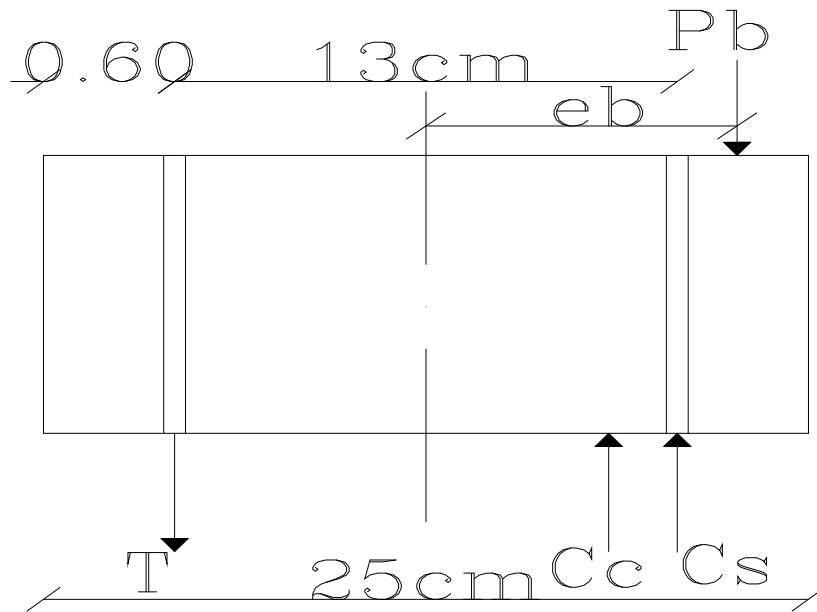


Fig. (4.11): Longitudinal section in column.

$$X_b = (0.003/0.005) d$$

$$X_b = (0.003/0.005) \times 19 = 11.4 \text{ cm.}$$

$$a_b = 0.85(11.4) = 9.69 \text{ cm.}$$

$$C_c = 0.85 \times f_c' \times a_b \times b$$

$$C_c = 0.85 \times 0.3 \times 9.69 \times 30$$

$$C_c = 74.12 \text{ ton}$$

$$A_s = \left(\frac{A_{st}}{2} \right) = \left(\frac{9.24}{2} \right) = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$T = A_s (f_y) = 4.62 \times 4 = 18.48 \text{ ton.}$$

$$\epsilon_{s'} = \left(\frac{11.4 - 6}{11.4} \right) (0.003)$$

$$\epsilon_{s'} = 0.0014 < 0.002$$

\therefore Compression steel does not yield

$$C_s = A_s'(f_s - 0.85f_c')$$

$$C_s = \left(\frac{9.24}{2}\right) \times \left\{ \left(\frac{0.0014}{0.002}\right) \times 4 - (0.85 \times 0.3) \right\}$$

$$C_s = 11.75 \text{ ton.}$$

$$P_b = C_c + C_s - T$$

$$P_b = 74.12 + 11.75 - 18.48$$

$$= 67.4 \text{ ton.}$$

$$\Sigma M @ \text{centroid} = 0$$

$$67.4 \times e_b - 11.75 \times 6.5 - 18.48 \times 6.5 - 74.12 \times 7.655 = 0$$

$$67.4 \times e_b - 76.375 - 120.12 - 576.388 = 0$$

$$67.4 \times e_b = 763.88$$

$$e_b = \left(\frac{763.88}{67.4}\right) = 11.33 \text{ cm.}$$

$$e_b = 11.33 \text{ cm} > e_{\text{required}} = 2.925 \text{ cm.}$$

∴ It is now determined that the column is compression – controlled.

$$M_b = P_b \times e_b$$

$$= 67.4 \times (11.33 / 100)$$

$$= 7.63 \text{ ton.m.}$$

$$M_0 = C_c \left(d - \frac{a}{2}\right) + C_s (d - d')$$

$$T = C_c + C_s$$

$$18.48 = ((0.85)(0.3)(30)(0.85x)) + \left(\frac{x-6}{x} \times (0.003 \times 2000) - (0.85 \times 0.3)\right) (4.62)$$

$$X = 4.5 \text{ cm.}$$

$$X = 4.5 \text{ cm.} < d' = 6 \text{ cm.}$$

This mean that compression steel is work in tension & in this case $T = C_c$.

$$T = C_c$$

$$18.48 = ((0.85)(0.3)(30)(0.85x))$$

$$X = 2.84 \text{ cm.}$$

$$a = 0.85(2.84) = 2.41 \text{ cm.}$$

$$C_c = 0.85(0.3)(2.41)(30) = 18.43 \text{ ton.}$$

$$M_o = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_o = 18.43 \left(19 - \frac{2.41}{2} \right)$$

$$M_o = 3.27 \text{ ton.m}$$

∴ Calculation is OK

Lateral Ties Selection

For Φ 8 mm ties:

ACI – 7.10.5.2

$$S \leq 16db$$

$$S \leq 48dties$$

$$S \leq \text{Least dimension}$$

$$S \leq 16db = (16 \times 1.4) = 22.4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Control}$$

$$S \leq 48 \times 0.8 = 38.4$$

$$S \leq \text{Least dimension} = 25 \text{ cm}$$

∴ Use 1 Φ 8-mm ties @ 22 cm.

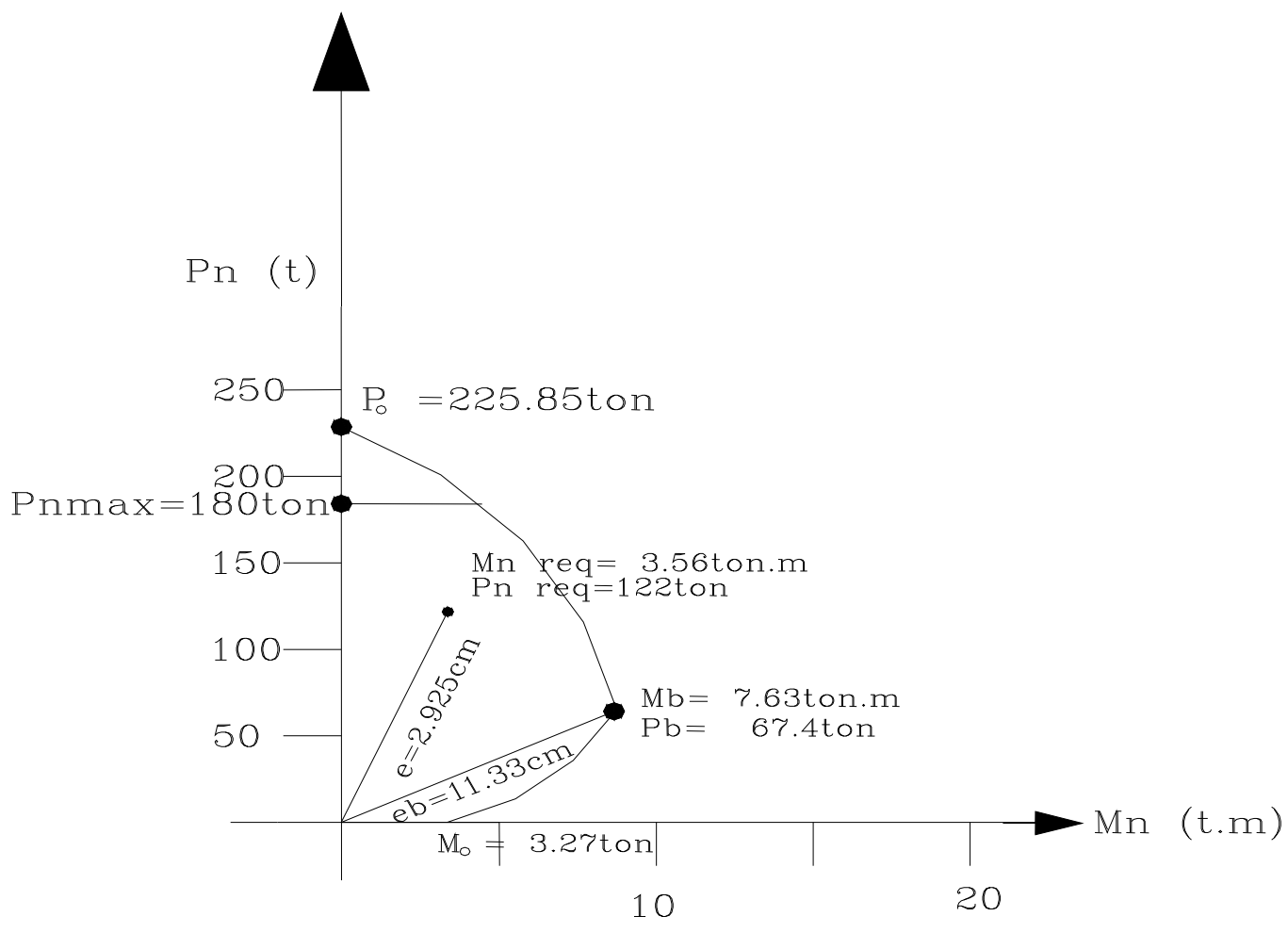


Fig.(4.12): Interaction Diagram.

Table (4.5.1): Columns Tables

Column No.	Floor No.	Column Dimension (cm)	Vertical Reinforcement		Ties		
			No. Of Bars	Size (mm)	No. Of Bars	Size (mm)	Spacing (cm)
C 1	Ground	25 * 30	6	14	1	8	22
	First	25 * 30	6	14	1	8	22
	Second	25 * 30	6	14	1	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 2	Ground	20 * 40	8	12	2	8	19
	First	20 * 40	8	12	2	8	19
	Second	20 * 40	8	12	2	8	19
	Third	20 * 40	8	12	2	8	19
	Forth	20 * 40	8	12	2	8	19
C 3	Ground	20 * 40	8	12	2	8	19
	First	20 * 40	8	12	2	8	19
	Second	20 * 40	8	12	2	8	19
	Third	20 * 40	8	12	2	8	19
	Forth	20 * 40	8	12	2	8	19
C 4	Ground	25 * 30	6	14	1	8	22
	First	25 * 30	6	14	1	8	22
	Second	25 * 30	6	14	1	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22

Table (4.5.2): Columns Tables.

Column No.	Floor No.	Column Dimension (cm)	Vertical Reinforcement		Ties		
			No. Of Bars	Size (mm)	No. Of Bars	Size (mm)	Spacing (cm)
C 5	Ground	25 * 30	6	14	1	8	22
	First	25 * 30	6	14	1	8	22
	Second	25 * 30	6	14	1	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 6	Ground	20 * 40	8	12	2	8	19
	First	20 * 40	8	12	2	8	19
	Second	20 * 40	8	12	2	8	19
	Third	20 * 40	8	12	2	8	19
	Forth	20 * 40	8	12	2	8	19
C7	Ground	25 * 30	6	14	1	8	22
	First	25 * 30	6	14	1	8	22
	Second	25 * 30	6	14	1	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 8	Ground	25 * 40	8	14	2	8	22
	First	25 * 40	8	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22

Table (4.5.3): Columns Tables.

Column No.	Floor No.	Column Dimension (cm)	Vertical Reinforcement		Ties		
			No. Of Bars	Size (mm)	No. Of Bars	Size (mm)	Spacing (cm)
C9	Ground	25 * 30	6	14	1	8	22
	First	25 * 30	6	14	1	8	22
	Second	25 * 30	6	14	1	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 10	Ground	25 * 40	8	14	2	8	22
	First	25 * 40	8	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 11	Ground	25 * 40	8	14	2	8	22
	First	25 * 40	8	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 12	Ground	20 * 40	8	12	2	8	19
	First	20 * 40	8	12	2	8	19
	Second	20 * 40	8	12	2	8	19
	Third	20 * 40	8	12	2	8	19
	Forth	20 * 40	8	12	2	8	19

Table (4.5.4): Columns Tables.

Column No.	Floor No.	Column Dimension (cm)	Vertical Reinforcement		Ties		
			No. Of Bars	Size (mm)	No. Of Bars	Size (mm)	Spacing (cm)
C 13	Ground	25 * 40	8	14	2	8	22
	First	25 * 40	8	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 14	Ground	20 * 40	8	12	2	8	19
	First	20 * 40	8	12	2	8	19
	Second	20 * 40	8	12	2	8	19
	Third	20 * 40	8	12	2	8	19
	Forth	20 * 40	8	12	2	8	19
C 15	Ground	20 * 40	8	12	2	8	19
	First	20 * 40	8	12	2	8	19
	Second	20 * 40	8	12	2	8	19
	Third	20 * 40	8	12	2	8	19
	Forth	20 * 40	8	12	2	8	19
C 16	Ground	20 * 40	8	12	2	8	19
	First	20 * 40	8	12	2	8	19
	Second	20 * 40	8	12	2	8	19
	Third	20 * 40	8	12	2	8	19
	Forth	20 * 40	8	12	2	8	19

Table (4.5.5): Columns Tables.

Column No.	Floor No.	Column Dimension (cm)	Vertical Reinforcement		Ties		
			No. Of Bars	Size (mm)	No. Of Bars	Size (mm)	Spacing (cm)
C 17	Ground	25 * 30	6	14	1	8	22
	First	25 * 30	6	14	1	8	22
	Second	25 * 30	6	14	1	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 18	Ground	20 * 40	8	12	2	8	19
	First	20 * 40	8	12	2	8	19
	Second	20 * 40	8	12	2	8	19
	Third	20 * 40	8	12	2	8	19
	Forth	20 * 40	8	12	2	8	19
C19	Ground	20 * 40	8	12	2	8	19
	First	20 * 40	8	12	2	8	19
	Second	20 * 40	8	12	2	8	19
	Third	20 * 40	8	12	2	8	19
	Forth	20 * 40	8	12	2	8	19
C20	Ground	25 * 50	10	14	2	8	22
	First	25 * 50	10	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22

Table (4.5.6): Columns Tables.

Column No.	Floor No.	Column Dimension (cm)	Vertical Reinforcement		Ties		
			No. Of Bars	Size (mm)	No. Of Bars	Size (mm)	Spacing (cm)
C 21	Ground	25 * 30	6	14	1	8	22
	First	25 * 30	6	14	1	8	22
	Second	25 * 30	6	14	1	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C22	Ground	20 * 40	8	12	2	8	19
	First	20 * 40	8	12	2	8	19
	Second	20 * 40	8	12	2	8	19
	Third	20 * 40	8	12	2	8	19
	Forth	20 * 40	8	12	2	8	19
C 23	Ground	25 * 50	10	18	2	8	25
	First	25 * 50	10	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 24	Ground	25 * 50	10	14	2	8	22
	First	25 * 50	10	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22

Table (4.5.7): Columns Tables.

Column No.	Floor No.	Column Dimension (cm)	Vertical Reinforcement		Ties		
			No. Of Bars	Size (mm)	No. Of Bars	Size (mm)	Spacing (cm)
C 25	Ground	25 * 30	6	14	1	8	22
	First	25 * 30	6	14	1	8	22
	Second	25 * 30	6	14	1	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 26	Ground	25 * 30	6	14	1	8	22
	First	25 * 30	6	14	1	8	22
	Second	25 * 30	6	14	1	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 27	Ground	25 * 50	10	18	2	8	25
	First	25 * 50	10	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 28	Ground	25 * 40	8	14	2	8	22
	First	25 * 40	8	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22

Table (4.5.8): Columns Tables.

Column No.	Floor No.	Column Dimension (cm)	Vertical Reinforcement		Ties		
			No. Of Bars	Size (mm)	No. Of Bars	Size (mm)	Spacing (cm)
C 29	Ground	25 * 40	8	14	2	8	22
	First	25 * 40	8	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 30	Ground	25 * 40	8	14	2	8	22
	First	25 * 40	8	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 31	Ground	25 * 50	10	14	2	8	22
	First	25 * 50	10	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 32	Ground	25 * 50	10	14	2	8	22
	First	25 * 50	10	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22

Table (4.5.9): Columns Tables.

Column No.	Floor No.	Column Dimension (cm)	Vertical Reinforcement		Ties		
			No. Of Bars	Size (mm)	No. Of Bars	Size (mm)	Spacing (cm)
C 33	Ground	25 * 50	10	18	2	8	25
	First	25 * 50	10	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 34	Ground	25 * 50	10	14	2	8	22
	First	25 * 50	10	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 35	Ground	25 * 50	10	14	2	8	22
	First	25 * 50	10	14	2	8	22
	Second	25 * 40	8	14	2	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22
C 36	Ground	20 * 40	8	12	2	8	19
	First	20 * 40	8	12	2	8	19
	Second	20 * 40	8	12	2	8	19
	Third	20 * 40	8	12	2	8	19
	Forth	20 * 40	8	12	2	8	19

Table (4.5.10): Columns Tables.

Column No.	Floor No.	Column Dimension (cm)	Vertical Reinforcement		Ties		
			No. Of Bars	Size (mm)	No. Of Bars	Size (mm)	Spacing (cm)
C 37	Ground	20 * 40	8	12	2	8	19
	First	20 * 40	8	12	2	8	19
	Second	20 * 40	8	12	2	8	19
	Third	20 * 40	8	12	2	8	19
	Forth	20 * 40	8	12	2	8	19
C 38	Ground	25 * 30	6	14	1	8	22
	First	25 * 30	6	14	1	8	22
	Second	25 * 30	6	14	1	8	22
	Third	25 * 30	6	14	1	8	22
	Forth	25 * 30	6	14	1	8	22

4.4 Footing Design :

4.4.1 Isolated Footing

Design of footing F23 ,From Column (C23):

Total dead load = 114 ton

Total live load = 28.43 ton

Factored load = 142.43 ton

Use about 1m overburden soil.

Soil weighting 1.7 ton/m³.

Allowable soil pressure = 3.5 kg/cm²

Column= 25 cm x 50 cm

Footing Area:

Estimate footing to be about 50 cm thick, in addition to about 10 cm of blinding concrete.

$$\text{Service Load} = \frac{114}{1.4} + \frac{28.43}{1.7} = 98.14 \text{ ton.}$$

$$\text{Footing Weight} = 0.6 \times 2.5 = 1.5 \text{ ton/m}^2.$$

$$x_s \times d = 1.7 \times 1 = 1.7 \text{ ton/m}^2.$$

$$P_{\text{net}} = 35 - 1.5 - 1.7 = 31.8 \text{ ton/m}^2.$$

Area (A) = Total Weight / Soil Pressure

$$A = \left(\frac{81.42 + 16.72}{31.8} \right) = 3 \text{ m}^2.$$

Use

$$L = 1.75 \text{ m, } W = 1.75 \text{ m,}$$

$$A = 1.75 \times 1.75 = 3 \text{ m}^2$$

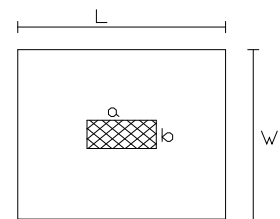


Fig. (4.13):

Footing shape

Determine depth based on shear strength

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = 0.85 \times \frac{1}{6} \sqrt{30} \times (175) \times (d) \times 10 = 1357.9d$$

$$P_{net} = \frac{P_u}{Area} = \frac{142.43}{3} = 46.54 \text{ ton / m}^2.$$

$$V_u = (P_{net})(\text{one way shear area})$$

$$V_u = (4.654)(175) \left(\frac{175 - 25}{2} - d \right) = 814.45 \times (75 - d)$$

$$V_u = 61083.75 - 814.45 d$$

$$\Phi V_c = V_u$$

$$1357.9 d = 61083.75 - 814.45 d$$

$$d = 28.11 \text{ cm .}$$

∴ Use d = 35 cm

$$\begin{aligned} \text{Total depth of footing} &= 35 + 8 + 2 \\ &= 45 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Check this depth for two way shear action (punching):

$$\begin{aligned} V_u &= P_{net} \times ((W) \times (L) - (a + d)(b + d)) \\ &= 4.654 [(175)(175) - (25+35)(50+35)]/1000 = 118.79 \text{ ton.} \end{aligned}$$

The punching shear strength is the smallest of:

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{S_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.33 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left(\frac{r_s}{b_o / d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.569 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = 0.33 \sqrt{f'_c} b_o d \dots\dots\dots \text{Control}$$

Where:

$$s_c = a / b = 50 / 25 = 2$$

$$b_o = \text{Perimeter of critical section taken at } (d/2) \text{ from the loaded area} \\ = 2\{(35+25)+(35+50)\} = 290 \text{ cm.}$$

$$r_s = 40 \quad \text{For interior column}$$

$$V_c = 0.33\sqrt{30}(290)(35)\left(\frac{10}{1000}\right) = 183.46 \text{ ton.}$$

$$\Phi V_c > V_u \quad 0.85 \times 183.46 \text{ ton} > 118.79 \text{ ton}$$

$$155.94 \text{ ton} > 118.79 \text{ ton}$$

OK

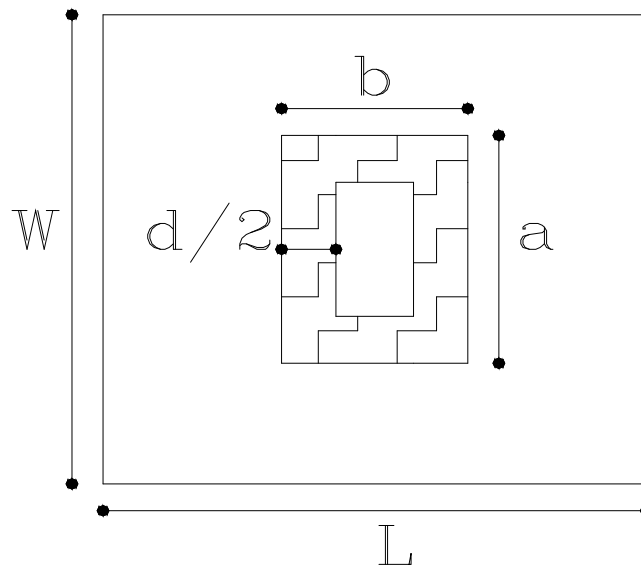


Fig. (4.14): Two way shear area.

Check transfer of load at base of column:

$$\Phi P_n = \Phi(0.85 f_c' A_g)$$

$$\Phi P_n = 0.7(0.85)(0.3)(25 \times 50) = 223.125 \text{ ton} > 142.43 \text{ ton.}$$

∴ Dowels are not required for load transfer.

Design for Bending Moment: parallel to long side of the column.

$$\begin{aligned} M_u &= \left(P_{net} \times W \times \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) \\ &= \left(46.54 \times 1.75 \times \left(\frac{1.75}{2} - \frac{0.5}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{1.75}{2} - \frac{0.5}{2} \right) = 15.9 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{15.9}{0.9} = 17.67 \text{ ton}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{17.67 \times 10^5}{175 \times 35^2} = 8.24 \text{ Kg / cm}^2.$$

$$R_n = 0.824 \text{ MPa.}$$

$$\dots = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\dots = \frac{1}{15.7} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 0.824}{400}} \right)$$

$$\dots = 0.00209 > \dots_{\min} = 0.002$$

$$\text{Req. } A_s = 0.00209 (175) (35) = 12.828 \text{ cm}^2$$

Use 12 12 parallel to long side of the column (parallel to 50 cm side).

$$A_s = 13.56 \text{ cm}^2.$$

Development Length (L_d):

L_d for 12: Category A – item 2

a- Clear lateral spacing = 12 cm > $2 \times 1.2 = 2.4$ cm.

b- Clear cover = 8 cm > $d_b = 1.2$ cm.

$$L_d = \frac{400}{2\sqrt{30}} \times d_b = 43.81 \text{ cm}$$

$$\text{Available embedment} = \left(\frac{175 - 50}{2} \right) - 8 = 54.5 \text{ cm.} > 43.81 \text{ cm.}$$

∴ OK.

Design for Bending Moment: parallel to short side of the column.

$$\begin{aligned} Mu &= \left(P_{net} \times L \times \left(\frac{W}{2} - \frac{b}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{W}{2} - \frac{b}{2} \right) \\ &= \left(46.54 \times 1.75 \times \left(\frac{1.75}{2} - \frac{0.25}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{1.75}{2} - \frac{0.25}{2} \right) = 22.9 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{22.9}{0.9} = 25.45 \text{ ton}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{25.45 \times 10^5}{175 \times 35^2} = 11.87 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$Rn = 1.187 \text{ MPa.}$$

$$\dots = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$\dots = \frac{1}{15.7} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 1.187}{400}} \right)$$

$$\dots = 0.00304 > \dots_{\min} = 0.002$$

$$\text{Req. } A_s = 0.00204 (175) (35) = 18.62 \text{ cm}^2$$

Use 13 14 parallel to long side of the column (parallel to 50 cm side).

$$A_s = 20 \text{ cm}^2.$$

Development Length (L_d):

Ld for 14:

$$L_d = \frac{400}{2\sqrt{30}} \times d_b = 51.12 \text{ cm}$$

$$\text{Available embedment} = \left(\frac{175 - 25}{2} \right) - 8 = 67 \text{ cm.} > 51.12 \text{ cm.}$$

∴ OK.

Development Length L_d for member in compression :

Instead of dowels, extend the longitudinal bars of the column within the footing.

longitudinal bars of the column 10Φ18

Inside diameter of bent = 6 $d_b = 6 \times 1.8 = 10.8 \text{ cm.}$

Straight extension = 12 $d_b = 12 \times 1.8 = 21.6 \text{ cm.}$

$$L_{db} = \left(\frac{d_b \times f_y}{4\sqrt{f_c}} \right) \geq 0.044d_b \times f_y$$

$$L_{db} = \left(\frac{1.8 \times 400}{4\sqrt{30}} \right) \geq 0.044 \times 1.8 \times 400$$

$$L_{db} = 32.8 \geq 28.8$$

$$L_{db} = 32.8 \text{ cm} \dots \text{control}$$

$$L_{dcompression} = L_{db} \times \text{modification factor} / 20 \text{ cm.}$$

$$L_{dcompression} = 32.8 \times 1 = 32.8$$

$$\text{Available} = 45 - 8 - 2 \times 1.4 = 34.2 \text{ cm} > 32.8 \text{ cm} .$$

∴ OK

Table (4.6): Footings table.

Footing No.	Total load (Ton)	Dimensions (cm)			Reinforcement	
		Length(L) (cm)	Width(B) (cm)	Height(H) (cm)	L Direction	B Direction
F 1	68	135	135	35	10Φ12	9Φ12
F2	93	145	145	40	8Φ12	11Φ12
F3	89	145	145	40	8Φ12	11Φ12
F4	77	135	135	35	10Φ12	9Φ12
F5	66	135	135	35	10Φ12	9Φ12
F6	115	165	165	45	11Φ12	11Φ14
F7	78	135	135	35	10Φ12	9Φ12
F8	87	150	150	40	11Φ12	9Φ12
F9	85	135	135	35	10Φ12	9Φ12
F10	94	150	150	40	11Φ12	9Φ12
F11	87	150	150	40	11Φ12	9Φ12
F12	83	145	145	40	8Φ12	11Φ12
F13	100	150	150	40	11Φ12	9Φ12
F14	118	165	165	45	11Φ12	11Φ14
F15	119	165	165	45	11Φ12	11Φ14
F16	89	145	145	40	8Φ12	11Φ12
F17	72	135	135	35	10Φ12	9Φ12
F18	99	165	165	45	11Φ12	11Φ14
F19	123	165	165	45	11Φ12	11Φ14
F20	111	165	165	45	14Φ12	11Φ12
F21	76	135	135	35	10Φ12	9Φ12

F22	108	165	165	45	11Φ12	11Φ14
F23	142	175	175	45	13Φ14	12Φ12
F24	118	165	165	45	14Φ12	11Φ12
F25	84	135	135	35	10Φ12	9Φ12
F26	46	135	135	35	10Φ12	9Φ12
F27	135	175	175	45	13Φ14	12Φ12
F28	90	150	150	40	11Φ12	9Φ12
F29	96	150	150	40	11Φ12	9Φ12
F30	98	150	150	40	11Φ12	9Φ12
F31	102	165	165	45	14Φ12	11Φ12
F32	114	165	165	45	14Φ12	11Φ12
F33	138	175	175	45	13Φ14	12Φ12
F34	125	165	165	45	14Φ12	11Φ12
F35	111	165	165	45	14Φ12	11Φ12
F36	94	145	145	40	8Φ12	11Φ12
F37	88	145	145	40	8Φ12	11Φ12
F38	69	135	135	35	10Φ12	9Φ12

4.4.2 Design of combined footing (F1-7):

1- Load on column C1:

Factored Dead Load = 54.4 ton.

Factored Live Load = 13.6 ton.

$$Pu_1 = 68 \text{ ton.}$$

$$\text{Service Load} = \frac{54.4}{1.4} + \frac{13.6}{1.7} = 46.9 \text{ ton.}$$

2- Load on column C2:

Factored Dead Load = 62.4 ton.

Factored Live Load = 15.6 ton.

$$Pu_2 = 78 \text{ ton.}$$

$$\text{Service Load} = \frac{62.4}{1.4} + \frac{15.6}{1.7} = 53.8 \text{ ton.}$$

3- Determine footing area:

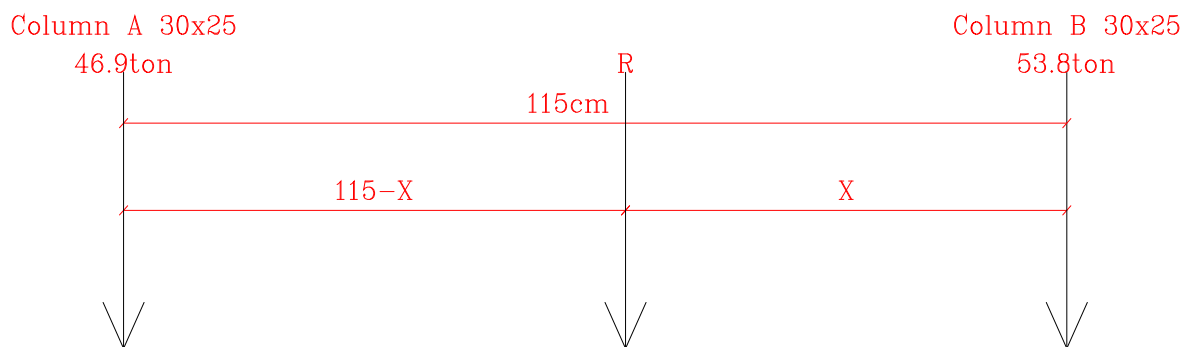


Fig (4.15): Footing Load

$$\sum M_R = 53.8X - 46.9(115 - X)$$

$$X = 53.6 \text{ cm.}$$

$$P_{net} = 31.8 \text{ ton/m}^2.$$

$$\text{Area of footing} = \frac{46.9 + 53.8}{31.8} = 3.16 \text{ m}^2.$$

Assume Length of footing = 2.5 m.

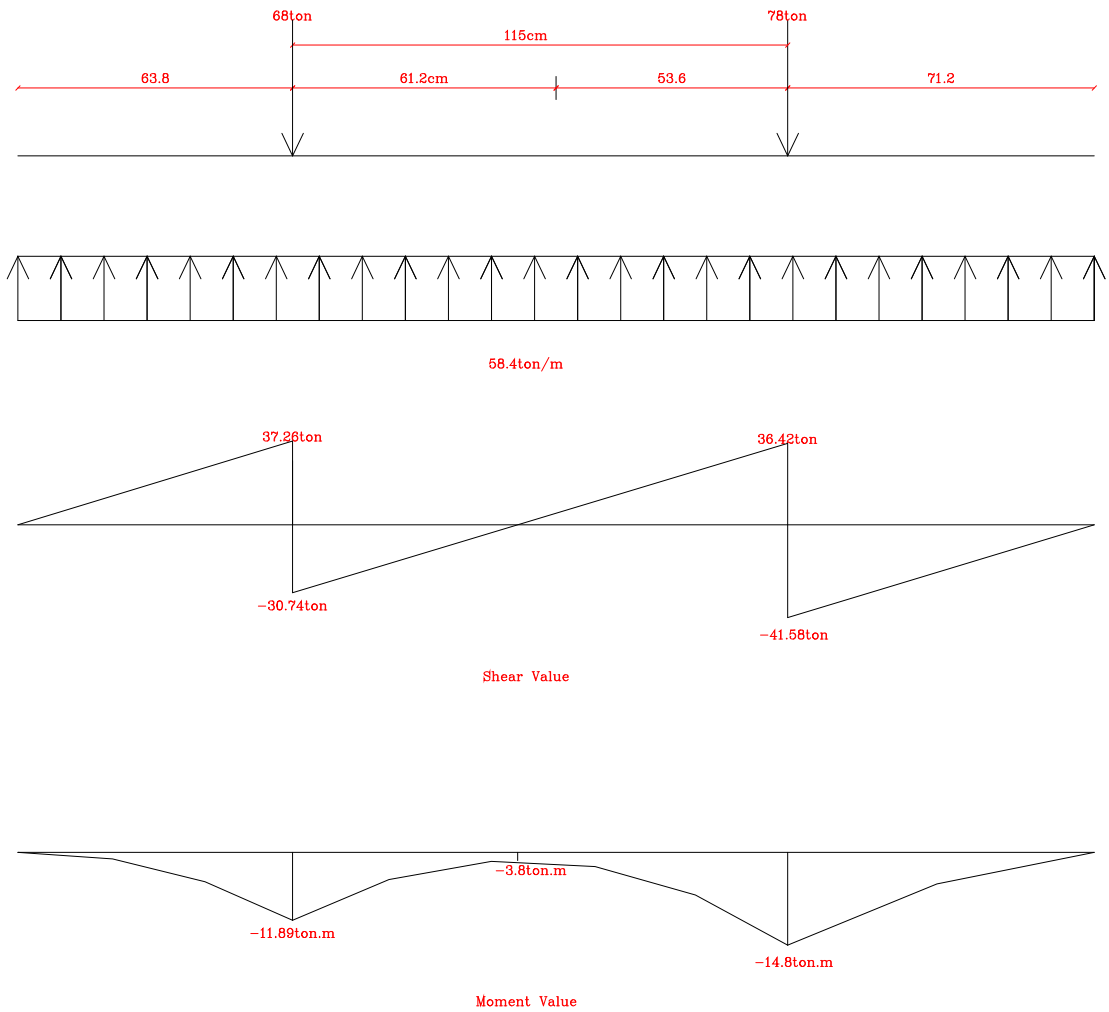
$$\therefore \text{Width of footing} = \frac{3.16}{2.5} = 1.26 \text{ m.}$$

$$\text{Use } 2.5 \times 1.3 = 3.25 \text{ m}^2.$$

4- Determine depth based one way shear strength:

$$P_{net} = \frac{P_u}{Area} = \frac{68 + 78}{3.25} = 44.92 \text{ ton/ m}^2.$$

$$\text{Presser per unite length} = 44.92 \times 1.3 = 58.4 \text{ ton/m.}$$



Fig(4.16) Load Analysis

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = 0.85 \times \frac{1}{6} \sqrt{30} \times (1.3) \times (d) = 1.008d$$

$$\frac{V_u}{0.4158} = \frac{(0.712 - (d + 15))}{0.712}$$

$$V_u = 0.4158 \times \frac{(0.712 - (d + 15))}{0.712}$$

$$\Phi V_c = V_u$$

$$1.008d = 0.4158 \times \frac{(0.712 - (d + 15))}{0.712}$$

$$d = 0.206 \text{ m.}$$

∴ Use d = 25 cm.

Over all depth = 25 + 2 + 8 = 35 cm.

5- Check shear strength based on tow-way action.

Check punching shear under column B

$$V_u = 78 - 44.92 ((0.3 + 0.3) \cdot 3 (0.25 + 0.3)) = 63.176 \text{ ton.}$$

$$V_u = 619.12 \text{ KN} = 0.619 \text{ MN.}$$

The punching shear strength is the smallest of:

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{s_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.44 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left(\frac{r_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.53 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = 0.33 \sqrt{f'_c} b_o d \dots\dots\dots \text{Control}$$

Where:

$$s_c = a / b = 30 / 25 = 1.2$$

$$b_o = \text{Perimeter of critical section taken at } (d/2) \text{ from the loaded area} \\ = 2\{(30 + 30) + (25 + 30)\} = 230 \text{ cm.}$$

$$r_s = 40 \quad \text{For interior column.}$$

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.33 \sqrt{30} (2.3) (0.25) = 1.05 \text{ MegaN.}$$

$$\Phi V_c > V_u \quad 1.052 > 0.619 \dots\dots \text{OK}$$

6- Determine the depth of footing based on moment strength:

$$\dots_{\max} = 0.0244$$

$$\text{Use } \dots = \frac{1}{2} \dots_{\max} = 0.122$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f'_c} = \frac{400}{0.85 * 30} = 15.7$$

$$R_n = \dots \times f_y \times \left(1 - \frac{1}{2} \dots \times m \right)$$

$$R_n = 0.0122 \times 400 \times \left(1 - \frac{1}{2} \times 0.0122 \times 15.7\right) = 4.413 \text{ Mpa} .$$

$$= 44.13 \text{ kg/cm}^2 .$$

$$R_n = \left(\frac{M_n}{b \times d^2}\right) = \left(\frac{14.8 \times 10^5}{130 \times d^2}\right) = \left(\frac{12649.57}{d^2}\right) \text{ kg/cm}^2 .$$

$$44.13 = \left(\frac{12649.57}{d^2}\right)$$

$$d = \sqrt{\frac{12649.57}{44.13}} = 16.9 \text{ cm.} \quad \therefore \text{depth is OK.}$$

4-7 Main longitudinal reinforcement :

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.7$$

$$R_n = \left(\frac{M_n}{b \times d^2}\right) = \left(\frac{14.8 \times 10^5}{130 \times 25^2}\right) = 20.23 \text{ kg/cm}^2 .$$

$$= 2.023 \text{ MPa.}$$

$$\dots = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right)$$

$$= \frac{1}{15.7} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 2.023}{400}}\right) = 0.00527$$

$$\text{As req} = 0.00527 \times 130 \times 25 = 17.15 \text{ cm}^2 .$$

No . of 12 = 15.17 bars

\Rightarrow Use 16 12

7- Shear reinforcement:

The usual approach is to consider the footing as a beam and to provide shear reinforcement on the assumption that the shear (including cracking) effect is uniform across the width. This approach seems appropriate in this case with the large distance between columns and the relatively narrow footing width.

The maximum shear to be provided for is at critical section a distance d from the face of column.

Design of shear reinforcement at left of column B .

$V_u = 18.22$ at critical section (at distance d from face of column B).

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b^* d = 0.85 \times \frac{1}{6} \sqrt{30} \times (130) \times (25) \times \left(\frac{10}{1000}\right) = 25.2 \text{ ton} .$$

$$\frac{1}{2} V_c < V_u < V_c \quad \text{category 2 .}$$

Minimum shear reinforcement is required.

$$S_{\max} < \frac{d}{2} = \frac{25}{2} = 12.5 \text{ cm} \quad \text{.....Control}$$

$$S_{\max} < 60 \text{ cm} .$$

$$A_{v \min} = \frac{b \times s}{3 f_y}$$

$$A_{v \min} = \frac{130 \times 12}{3 \times 400} = 1.3 \text{ cm}^2 .$$

Use 2 8 @ 12

$$A_{v \text{ pro}} = 4 \times 30.5 = 122 \text{ cm}^2 .$$

$$V_s = \frac{(A_v \times f_y \times d)}{s}$$

$$V_s = \frac{(2 \times 4 \times 25)}{12} = 16.67 \text{ ton} .$$

$$V_{s_{\min}} = \frac{1}{3} MPa \times b \times d = \frac{1}{3} \times 130 \times 25 \times \frac{10}{1000} = 10.83 \text{ ton.}$$

$$V_s \geq V_{s_{\min}}$$

\therefore OK.

4.5 Shear wall design:

4.5.1 General definitions:

The horizontal force on shear wall is given by:

$$V = \frac{ZIC}{R_w} \times W$$

Where:

V=The design base shear.

W= Total dead load of the building, including partitions, and portions of other loads.

According to ACI 11.10.9.3

R_w =Numerical coefficient depends on the structural system. Values of R_w for concrete structure range from 4 to12 .Take $R_w =12$.

Z=Seismic zone factor=0.2for zone 2B.

I=Importance fact=1.0 depending upon occupancy category.

C=Coefficient based on site coefficient (S), and period of structure (T).

$$C = \frac{1.25S}{T^{2/3}} \leq 2.75$$

Where S depends on the soil profile type and equals 1.0 for rock-like or stiff soil.

The period T calculated according to:

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$

Where: h_n =Height of the structure above the base level.

$C_t =0.02$ for all reinforced concrete buildings.

The total design base shear V is distributed over the height of the structure according to equation:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

Where: F_t =The concentrated force applied at the tope of the structure.

$$F_t = 0.07TV.$$

The remaining portion of the base shear is distributed over the height of the structure including the top level, n, according to the expression:

$$F_x = (V - F_t)w_x h_x / \sum_{i=1}^n w_i h_i$$

Where w_x, w_i = Portion of W at x, i level.

h_x, h_i = Height to x, i level.

The design shear at any story, V_x , equals the sum of the forces, F_t and F_x above that story.

Horizontal shear reinforcement spacing shall not exceed:

$$S = \frac{A_v \times F_y \times d}{V_s}$$

Where $V_s = V_n - V_c$

$$S \leq \left(\frac{Lw}{5} \right)$$

$$S \leq 3h$$

$$S \leq 18'' = 500mm$$

Note: S minimum value controls

$$...h(\min) = 0.0025 \quad \text{ACI 11.10.9.2}$$

Vertical shear reinforcement spacing shall not exceed:

$$S \leq \left(\frac{Lw}{3} \right)$$

$$S \leq 3h$$

$$S \leq 18'' = 500mm$$

Note: S minimum value controls

... n of vertical shear reinforcement shall not be less than:

$$\dots n(\text{min}) = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\dots h - 0.0025)$$

$$\dots h(\text{min}) = 0.0025 \quad \text{ACI 11.10.9.4}$$

Center of rigidity for wall is given by:

$$\Delta = \frac{4P(h/l)^3}{Et} + \frac{3P(h/l)}{Et}$$

E=Modulus of elasticity

T=Wall thickness.

P=1 KN.

The relative wall rigidity is given by:

$$R = \frac{1}{\Delta}$$

4.5.2 Calculation of dead loads for each story

1. Ground floor dead load = W_{x0}

-Slab dead load:

Dead load of 1m² of slab = 780.8 Kg/ m².

Slab area = 409.25 m².

Slab dead load = 780.8 Kg/ m² * 409.25 m² = 320 ton.

-Columns dead load:

Columns number = 38.

Column area = 0.4m * 0.25m = 0.1 m².

Dead load of one column = 2500 Kg/ m³ * 0.1 m² * (3.5/2 + 2.75/2) m = 0.8 ton.

Columns dead load = 38 * 0.8 ton = 30 ton.

-External walls dead load:

Dead load of 1m² of wall = 2500 Kg/ m³ * 0.3m = 0.75 ton/ m².

External wall area = 114.14 m².

External walls dead load = 0.75 ton/ m² * 114.14 m² = 86 ton.

$W_{x0} = 320 + 30 + 86 = 436$ ton.

2. First floor dead load = W_{x1}

Slab dead load = 780.8 Kg/ m² * 409.25 m² = 320 ton.

Columns dead load = 38 (2500 Kg/ m³ * 0.1 m² * 2 * 1.375m) = 26 ton.

External walls dead load = 0.75 ton/ m² * 2 * 114.14 m² = 171 ton.

$W_{x1} = 320 + 26 + 171 = 517$ ton.

3. Second floor dead load = W_{x2}

$W_{x2} = W_{x1} = 517$ ton.

4. Third floor dead load = W_{x3}

$W_{x3} = W_{x2} = W_{x1} = 517$ ton.

5. Fourth floor dead load= W_{x4}

Slab dead load ==780.8Kg/ m² *409.25 m²=320 ton.

Columns dead load=38 (2500Kg/ m³*0.1 m²*1.375m) =13 ton.

External walls dead load =0.75 ton/ m²*114.14 m²=86 ton.

$$W_{x4} = 320 + 13 + 86 = 419 \text{ ton.}$$

So:

$$W = W_{x0} + W_{x1} + W_{x2} + W_{x3} + W_{x4}$$

$$W = 436 + 517 + 517 + 517 + 419 = 2406 \text{ ton.}$$

4.5.3 Calculation of shear forces on shear walls

$$V = \frac{ZIC}{R_w} \times W$$

$$W = 2406 \text{ ton.}$$

$$C = \frac{1.25S}{T^{2/3}}$$

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$

$$T = 0.02(15.75 * 3.23 \text{ ft})^{3/4} = 0.381.$$

$$C = (1.25 * 1) / 0.381 = 3.21$$

Select C=2.75.

$$V = (0.2 * 1 * 2.75 * 2406) / 12 = 110.3 \text{ ton.}$$

$$F_x = (V - F_t) w_x h_x / \sum_{i=1}^n w_i h_i$$

$$F_t = 0.07TV.$$

$$F_t = 0.07 * 0.381 * 313 = 3 \text{ ton.}$$

$$\sum_{i=1}^n w_i h_i = 436 * 3.5 + 3 * 3(517) + 419 * 3 = 7436 \text{ ton.}$$

$$F_{x0} = [(110.3 - 3) * 436 * 3] / 7436 = 19 \text{ ton. Shear force at ground floor}$$

$F_{x1} = [(110.3-3)*517*3]/7436=22\text{ton}$. Shear force at first floor

$F_{x2} = F_{x3} = F_{x1} = 22 \text{ ton}$. Shear force at first, second and third floor

$F_{x4} = [(110.3-3)*419*3]/7436=18\text{ton}$.

Total force at the top of fifth story= $F_{x4} = 18 \text{ ton} + 3 \text{ ton} = 21 \text{ ton}$.

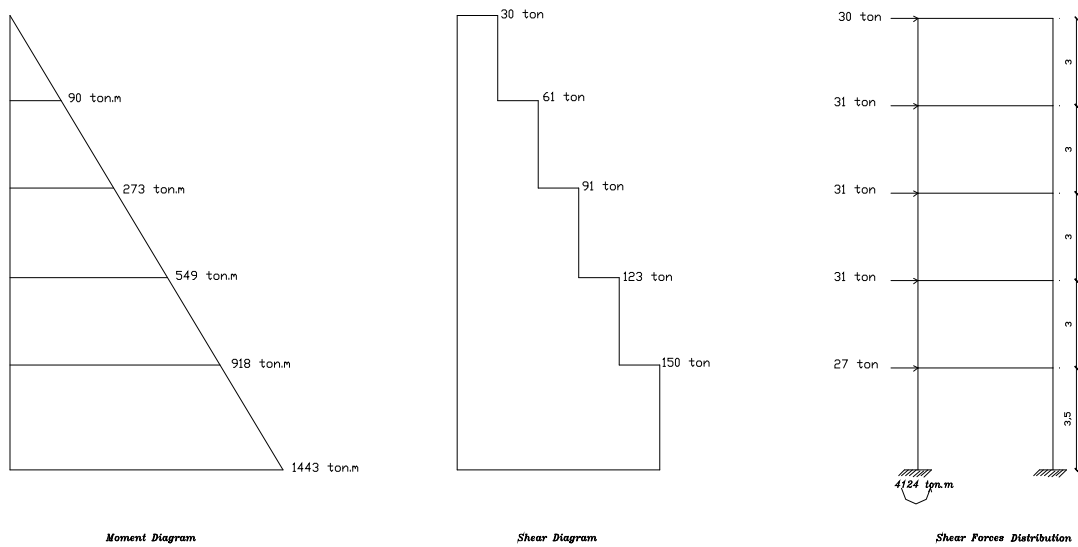


Fig. (4.15): Vertical detail for shear wall

Center of rigidity calculations:

1-Wall A

$L_w=4.8\text{m}$, $t=20\text{cm}$, $h=3\text{m}$ (wall height).

$E=470\sqrt{f_c'} = 2574.3 \text{ MPa}$.

$$\Delta_A = \frac{4 * 1(3 / 4.8)^3}{2574.3 * 20} + \frac{3 * 1(3 / 4.8)}{2574.3 * 20} = 5.5 * 10^{-6} \text{ m}.$$

$$R_A = \frac{1}{5.5 * 10^{-6}} = 181818.2 \text{ m}^{-1}.$$

2-Wall B

$$\Delta_B = 17.2 * 10^{-6} \text{ m} , R_B = 58139.5 \text{ m}^{-1}.$$

3-Wall C

$$\Delta_C = 73.9 \cdot 10^{-6} \text{ m}, R_C = 13531.8 \text{ m}^{-6}.$$

4-Wall D

$$\Delta_D = 73.9 \cdot 10^{-6} \text{ m}, R_D = 13531.8 \text{ m}^{-1}.$$

5-Wall E

$$\Delta_E = 3.1 \cdot 10^{-6} \text{ m}, R_E = 322580.6 \text{ m}^{-1}.$$

6-Wall F

$$\Delta_F = 3.1 \cdot 10^{-6} \text{ m}, R_F = 322580.6 \text{ m}^{-1}.$$

7-Wall G

$$\Delta_G = 45.7 \cdot 10^{-6} \text{ m}, R_G = 21881.8 \text{ m}^{-1}.$$

Ratio calculation for each wall:

$$W_A = R_A / (R_A + R_B + R_C + R_D + R_H) = 0.41$$

$$W_B = R_B / (R_A + R_B + R_C + R_D + R_H) = 0.13.$$

$$W_C = R_C / (R_A + R_B + R_C + R_D + R_H) = 0.03.$$

$$W_D = R_D / (R_A + R_B + R_C + R_D + R_H) = 0.03.$$

$$W_E = R_E / (R_E + R_F + R_G) = 0.48.$$

$$W_F = R_F / (R_E + R_F + R_G) = 0.48.$$

$$W_G = R_G / (R_E + R_F + R_G) = 0.03.$$

$$W_H = R_H / (R_A + R_B + R_C + R_D + R_H) = 0.41$$

4.5.4 Main Stairs Shear Wall Design:

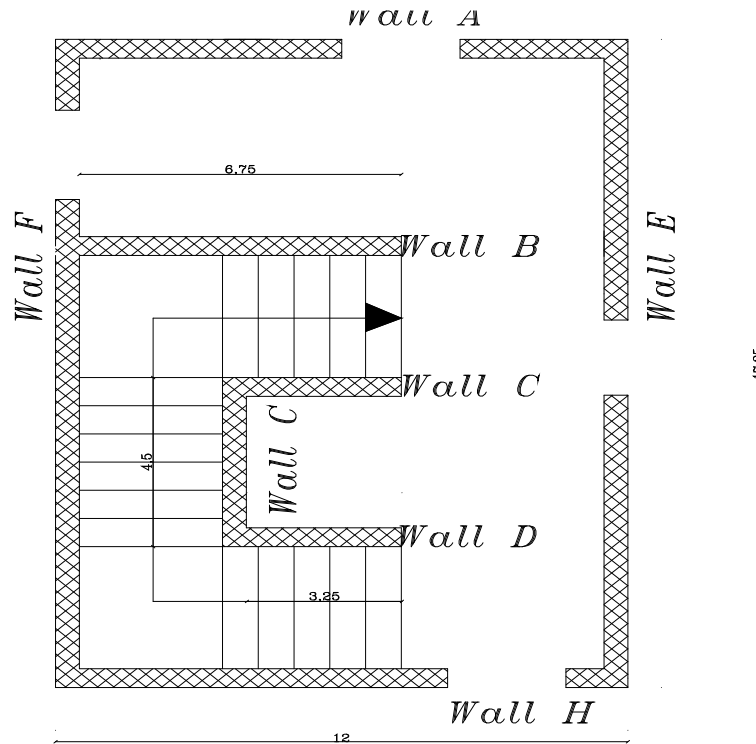


Fig. (4.16): Main stair shear wall

1. First Floor

Shear wall (A) design:

Horizontal reinforcement:

$$f_c' = 30 \text{ MPa.}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$h = 20 \text{ cm.}$ Shear wall thickness.

$L_w = 4.8 \text{ m.}$ shear wall width

$h_w = 3 \text{ m.}$ Story height.

$$V_u = 0.41 * 150 \text{ ton} = 615 \text{ KN.}$$

$$V_n = 615 / 0.85 = 723.5 \text{ KN}$$

$$d = 0.8 * L_w = 0.8 * 4.8 = 3.84 \text{ m.}$$

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{f'c'}}{6} \times h \times d$$

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{30}}{6} \times 200\text{mm} \times 3840\text{mm}$$

$$V_{c1} = 701.1 \text{ KN}$$

$$V_s = V_n - V_{c1}$$

$$V_s = 723.5 - 701.1 = 22.4 \text{ KN.}$$

$$\frac{A_{vh}}{S_2} = \frac{V_s}{f_y * d} = \frac{22.4 \text{ KN}}{400 \text{ N/mm}^2 * 3840 \text{ mm}} = 0.0000146 \text{ m.}$$

$$\frac{A_{vh}}{S_2} = 0.0025 * h = 0.0025 * 20 \text{ cm} = 0.0005 \text{ m} > 0.000913 \text{ m.}$$

$$S_2 = Lw/5 = 4.8 \text{ m}/5 = 960 \text{ mm.}$$

$$S_2 = 3 * h = 3 * 20 \text{ cm} = 600 \text{ mm.}$$

$$S_2 = 500 \text{ mm controls.}$$

$$\text{Use } 2 \quad 10 = 1.58 \text{ cm}^2.$$

$$S_2 = 1.58 \text{ cm}^2 / 0.0005 \text{ m} = 316 \text{ mm} < 500 \text{ mm. OK}$$

$$\text{Use } 10 @ 30 \text{ cm C/C.}$$

Vertical reinforcement:

$$A_{vn} = [0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{hw}{Lw})(\frac{A_{vh}}{S_2 * h} - 0.0025)] S_1 * h$$

$$S_1 = 4.8 \text{ m}/3 = 1600 \text{ mm.}$$

$$S_1 = 3 * 0.2 \text{ m} = 600 \text{ mm.}$$

$$S_1 = 500 \text{ mm. controls}$$

$$A_{vn} = [0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{3\text{m}}{4.8\text{m}})(\frac{1.58\text{cm}^2}{30\text{cm} * 20\text{cm}} - 0.0025)] 30\text{cm} * 20\text{cm}$$

$$A_{vn} = 1.575 \text{ cm}^2.$$

Use 2 10=1.58 cm².

$$S_1 = 1.58 \text{ cm}^2 / 0.0005 \text{ m} = 316 \text{ mm} < 500 \text{ mm}.$$

Use 10 @ 30cm C/C.

Design of moment:

$$A_s = 4.8 \text{ m} / 0.3 \text{ m} * 2 * 0.79 \text{ cm}^2 = 0.00253 \text{ m}^2.$$

$$\frac{Z}{L_w} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 S_1 * f_{c'} * L_w * h}{A_s * f_y}} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 * 0.85 * 30 \text{ N/mm}^2 * 4.8 \text{ m} * 0.2 \text{ m}}{0.00253 \text{ m}^2 * 400 \text{ N/mm}^2}} = 0.044.$$

$$M_u = (0.5 * A_s * f_y * L_w (1 - \frac{Z}{L_w}))$$

$$M_u = 0.9 * 0.5 * 0.00253 \text{ m}^2 * 400 \text{ N/mm}^2 * 4.8 \text{ m} (1 - 0.044) = 2089.7 \text{ KN.m}.$$

$$M_u \text{ (at wall A)} = 0.41 * 1443 \text{ ton.m} = 5916.3 \text{ KN.m}.$$

$$M_u = 5916.3 - 2089.7 = 3826.6 \text{ KN.m}.$$

$$A_{st} = \frac{M_u / \Phi}{f_y (L_w - C_w)} = \frac{3826.6 \text{ KN.m} / 0.9}{400 \text{ N/mm}^2 (4.8 \text{ m} - 0.2 \text{ m})} = 23.1 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 23.1 + 1.58 = 24.68 \text{ cm}^2.$$

Use 10 18 within the first 30 cm of the wall.

Shear wall (B) design:

Horizontal reinforcement:

L_w = 2.7 m. Shear wall width

$$V_u = 0.13 * 150 \text{ ton} = 195 \text{ KN}.$$

$$V_n = 195 / 0.85 = 229.4 \text{ KN}$$

$$d = 0.8 * L_w = 0.8 * 2.7 = 2.16 \text{ m}.$$

$$V_n < V_{c1}$$

∴ No shear reinforcement required

∴ Provide minimum shear reinforcement

$$\min = 0.0025 \quad \text{ACI-11.10.9.2}$$

$$\frac{A_{vh}}{S_2} = 0.0025 * h = 0.0025 * 20\text{cm} = 0.0005 \text{ m}$$

$$S_2 = Lw/5 = 2.7\text{m}/5 = 540 \text{ mm.}$$

$$S_2 = 3 * h = 3 * 20\text{cm} = 600 \text{ mm.}$$

$$S_2 = 500 \text{ mm controls.}$$

$$\text{Use } 2 \quad 10 = 1.58 \text{ cm}^2.$$

$$S_2 = 1.58 \text{ cm}^2 / 0.0005 \text{ m} = 316 \text{ mm} < 500 \text{ mm. OK}$$

$$\text{Use } 10 @ 30\text{cm C/C.}$$

Vertical reinforcement:

$$S_1 = 2.7 \text{ m} / 3 = 900\text{mm.}$$

$$S_1 = 3 * 0.2 \text{ m} = 600 \text{ mm.}$$

$$S_1 = 500 \text{ mm. controls}$$

$$A_{vn} = [0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{3\text{m}}{2.7\text{m}})(\frac{1.58\text{cm}^2}{30\text{cm} * 20\text{cm}} - 0.0025)] 30\text{cm} * 20\text{cm}$$

$$A_{vn} = 1.56 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Use } 2 \quad 10 = 1.58 \text{ cm}^2.$$

$$S_1 = 1.58 \text{ cm}^2 / 0.0005 \text{ m} = 316\text{mm} < 500 \text{ mm..}$$

$$\text{Use } 10 @ 30\text{cm C/C.}$$

Design of moment:

$$As = 2.7\text{m} / 0.3\text{m} * 2 * 0.79\text{cm}^2 = 0.00142\text{m}^2.$$

$$\frac{Z}{Lw} = 0.044.$$

$$Mu = 0.9 * 0.5 * 0.00142 \text{ m}^2 * 400\text{N/mm}^2 * 2.7\text{m}(1 - 0.044) = 659.8 \text{ KN.m.}$$

$$Mu \text{ (at wall B)} = 0.13 * 1443 \text{ ton.m} = 1875.9 \text{ KN.m.}$$

$$Mu = 1875.9 - 659.8 = 1216.1 \text{ KN.m.}$$

$$Ast = \frac{1216.1\text{KN.m} / 0.9}{400\text{N} / \text{mm}^2 (2.7\text{m} - 0.2\text{m})} = 13.5 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}=13.5+1.58=15.08 \text{ cm}^2.$$

Use 6 #18 within the first 30 cm of the wall.

Shear wall (C) design:

Horizontal reinforcement:

$L_w=1.5 \text{ m}$. Shear wall width

$$V_u=0.03*150\text{ton}=45\text{KN}.$$

$$V_n=45/0.85=53 \text{ KN}$$

$$d=0.8*L_w=0.8*1.5=1.2 \text{ m}.$$

$$V_n < V_{c1}$$

∴ No shear reinforcement required

∴ Provide minimum shear reinforcement

$$\min = 0.0025 \quad \text{ACI-11.10.9.2}$$

$$\frac{A_{vh}}{S_2} = 0.0025 * h = 0.0025 * 20\text{cm} = 0.0005 \text{ m}$$

$$S_2 = L_w/5 = 1.5\text{m}/5 = 300 \text{ mm. Controls}$$

$$S_2 = 3 * h = 3 * 20\text{cm} = 600 \text{ mm}.$$

$$S_2 = 500 \text{ mm controls.}$$

$$\text{Use } 2 \#10 = 1.58 \text{ cm}^2.$$

$$S_2 = 1.58 \text{ cm}^2 / 0.0005\text{m} = 316 \text{ mm} > 300 \text{ mm}.$$

Use #10 @ 30cm C/C.

Vertical reinforcement:

$$S_1 = 1.5 \text{ m} / 3 = 500 \text{ mm}.$$

$$S_1 = 3 * 0.2 \text{ m} = 600 \text{ mm}.$$

$$S_1 = 500 \text{ mm. controls}$$

$$A_{Vn} = [0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{3\text{m}}{1.5\text{m}})] (\frac{1.58\text{cm}^2}{30\text{cm} * 20\text{cm}} - 0.0025) 30\text{cm} * 20\text{cm}$$

$$A_{v_n} = 1.52 \text{ cm}^2.$$

Use 2 10=1.58 cm².

$$S_1 = 1.58 \text{ cm}^2 / 0.0005 \text{ m} = 316 \text{ mm} < 500 \text{ mm}.$$

Use 10 @ 30cm C/C.

Design of moment:

$$A_s = 1.5 \text{ m} / 0.3 \text{ m} * 2 * 0.79 \text{ cm}^2 = 0.00079 \text{ m}^2.$$

$$\frac{Z}{L_w} = 0.044.$$

$$M_u = 0.9 * 0.5 * 0.00079 \text{ m}^2 * 400 \text{ N/mm}^2 * 1.5 \text{ m} (1 - 0.044) = 204 \text{ KN.m}.$$

$$M_u \text{ (at wall C)} = 0.03 * 1443 \text{ ton.m} = 432.9 \text{ KN.m}.$$

$$M_u = 432.9 - 204 = 228.9 \text{ KN.m}.$$

$$A_{st} = \frac{228.9 \text{ KN.m} / 0.9}{400 \text{ N/mm}^2 (1.5 \text{ m} - 0.2 \text{ m})} = 4.9 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 4.9 + 1.58 = 6.48 \text{ cm}^2.$$

Use 4 18 within the first 30 cm of the wall.

Shear wall (D) design:

The same as wall C

Shear wall (E) design:

Horizontal reinforcement:

L_w = 6.9 m. shear wall width

$$V_u = 0.48 * 150 \text{ ton} = 720 \text{ KN}.$$

$$V_n = 720 / 0.85 = 847.1 \text{ KN}$$

$$d = 0.8 * L_w = 0.8 * 6.9 = 5.52 \text{ m}.$$

$$V_s = 847.1 - 701.1 = 146 \text{ KN}.$$

$$\frac{A_{v_h}}{S_2} = \frac{V_s}{f_y * d} = \frac{146}{400 * 5520} = 0.0000661 \text{ m}.$$

$$\frac{A_{vh}}{S_2} = 0.0025 * h = 0.0025 * 20 \text{ cm} = 0.0005 \text{ m} > 0.0000661 \text{ m}.$$

$$S_2 = Lw/5 = 6.9 \text{ m} / 5 = 1380 \text{ mm}.$$

$$S_2 = 3 * h = 3 * 20 \text{ cm} = 600 \text{ mm}.$$

$$S_2 = 500 \text{ mm controls}.$$

$$\text{Use } 2 \quad 10 = 1.58 \text{ cm}^2.$$

$$S_2 = 1.58 \text{ cm}^2 / 0.0005 \text{ m} = 316 \text{ mm} < 500 \text{ mm. OK}$$

$$\text{Use } 10 @ 30 \text{ cm C/C}.$$

Vertical reinforcement:

$$S_1 = 6.9 \text{ m} / 3 = 2300 \text{ mm}.$$

$$S_1 = 3 * 0.2 \text{ m} = 600 \text{ mm}.$$

$$S_1 = 500 \text{ mm. controls}$$

$$A_{vn} = [0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{3m}{6.9m}) (\frac{1.58 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} * 20 \text{ cm}} - 0.0025)] 30 \text{ cm} * 20 \text{ cm}$$

$$A_{vn} = 1.58 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Use } 2 \quad 10 = 1.58 \text{ cm}^2.$$

$$S_1 = 1.58 \text{ cm}^2 / 0.0005 \text{ m} = 316 \text{ mm} < 500 \text{ mm}.$$

$$\text{Use } 10 @ 30 \text{ cm C/C}.$$

Design of moment:

$$A_s = 6.9 \text{ m} / 0.3 \text{ m} * 2 * 0.79 \text{ cm}^2 = 0.00363 \text{ m}^2.$$

$$\frac{Z}{Lw} = 0.044.$$

$$M_u = 0.9 * 0.5 * 0.00363 \text{ m}^2 * 400 \text{ N/mm}^2 * 6.9 \text{ m} (1 - 0.044) = 4310.1 \text{ KN.m}.$$

$$M_u \text{ (at wall E)} = 0.48 * 1443 \text{ ton.m} = 6926.4 \text{ KN.m}.$$

$$M_u = 6926.4 - 4310.1 = 2616.3 \text{ KN.m}.$$

$$A_{st} = \frac{2616.3 \text{ KN.m} / 0.9}{400 \text{ N/mm}^2 (6.9 \text{ m} - 0.2 \text{ m})} = 10.8 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 10.8 + 1.58 = 12.38 \text{ cm}^2.$$

Use 6 18 within the first 30 cm of the wall.

Shear wall (F) design:

The same as wall E

Shear wall (G) design:

Horizontal reinforcement:

$L_w = 1.8$ m. shear wall width

$V_u = 0.03 * 150 \text{ ton} = 45$ KN.

$V_n = 45 / 0.85 = 53$ KN

$d = 0.8 * L_w = 0.8 * 1.8 = 1.44$ m.

$$V_n < V_{c1}$$

∴ No shear reinforcement required

∴ Provide minimum shear reinforcement

$$\min = 0.0025 \quad \text{ACI-11.10.9.2}$$

$$\frac{A_{vh}}{S_2} = 0.0025 * h = 0.0025 * 20 \text{ cm} = 0.0005 \text{ m}$$

$$S_2 = L_w / 5 = 1.8 \text{ m} / 5 = 360 \text{ mm. Controls}$$

$$S_2 = 3 * h = 3 * 20 \text{ cm} = 600 \text{ mm.}$$

$$S_2 = 500 \text{ mm.}$$

Use 2 10 = 1.58 cm^2 .

$$S_2 = 1.58 \text{ cm}^2 / 0.0005 \text{ m} = 316 \text{ mm} < 360 \text{ mm.}$$

Use 10 @ 30 cm C/C.

Vertical reinforcement:

$$S_1 = 1.8 \text{ m} / 3 = 600 \text{ mm.}$$

$$S_1 = 3 * 0.2 \text{ m} = 600 \text{ mm.}$$

$$S_1 = 500 \text{ mm. controls}$$

$$A_{vn} = [0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{3m}{1.8m})(\frac{1.58cm^2}{30cm * 20cm} - 0.0025)]30cm * 20cm$$

$$A_{vn} = 1.53 \text{ cm}^2.$$

Use 2 10=1.58 cm².

$$S_1 = 1.58 \text{ cm}^2 / 0.0005 \text{ m} = 316 \text{ mm} < 500 \text{ mm}.$$

Use 10 @30cm C/C.

Design of moment:

$$A_s = 1.8m / 0.3m * 2 * 0.79cm^2 = 0.00095m^2.$$

$$\frac{Z}{Lw} = 0.044.$$

$$M_u = 0.9 * 0.5 * 0.00095m^2 * 400N/mm^2 * 1.8m(1 - 0.044) = 294.3 \text{ KN.m}.$$

$$M_u \text{ (at wall G)} = 0.03 * 1443 \text{ ton.m} = 433 \text{ KN.m}.$$

$$M_u = 433 - 294.3 = 138.7 \text{ KN.m}.$$

$$A_{st} = \frac{138.7 \text{ KN.m} / 0.9}{400 \text{ N} / \text{mm}^2 (1.8m - 0.2m)} = 2.4 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 2.4 + 1.58 = 4 \text{ cm}^2.$$

Use 2 18 within the first 30 cm of the wall.

Shear wall (H) design:

The same as wall A

Note: shear wall design for the remaining floors are the same .

4.5.5 Shear wall Base Design

Main Stairs Shear Wall Base Design:

Service loads on the base:

$$DL = 397 \text{ ton}$$

$$LL = 83 \text{ ton}$$

$$A_{req} = \left(\frac{DL + LL}{q_{all}} \right)$$

$$A_{req} = \left(\frac{397 \text{ ton} + 83 \text{ ton}}{35 \text{ ton} / \text{m}^2} \right) = 13.7 \text{ m}^2$$

By adding 30 cm around wall sides:

Use:

$$A = 5.4 \text{ m} \times 7.5 \text{ m} = 40.5 \text{ m}^2$$

$$W_u = 1.4DL + 1.7LL$$

$$W_u = 1.4 \times 397 + 1.7 \times 83$$

$$W_u = 697 \text{ ton}$$

$$q_{net} = \left(\frac{W_u}{A_{pro}} \right)$$

$$q_{net} = \left(\frac{697 \text{ ton}}{40.5 \text{ m}^2} \right) = 17.2 \text{ ton} / \text{m}^2$$

For 1 m wide strip:

$$q_{net} = 17.2 \text{ ton} / \text{m}^2 \times 1 \text{ m} = 17.2 \text{ ton} / \text{m}$$

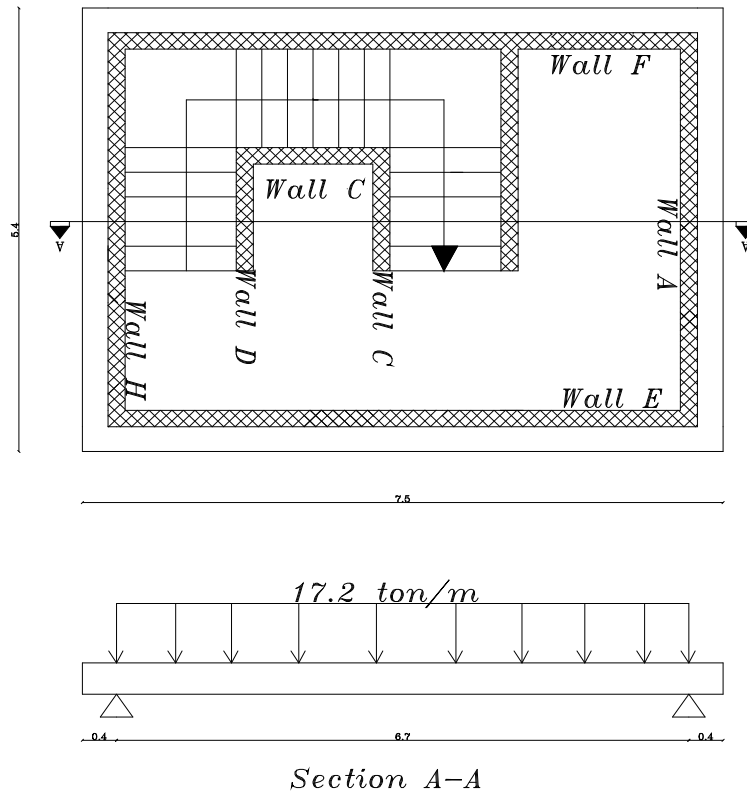


Fig. (4.17): Section in shear wall base.

Depth calculation to satisfy shear strength:

From shear envelop $V_u = 57.62\text{ton}$

$$\Phi V_c = V_u$$

$$V_u = 47.8\text{ton}$$

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = (0.85) \frac{1}{6} \sqrt{30} (100\text{cm})(d) = 0.0778\text{ton/mm} * d$$

$$77.59\text{ton/mm} * d = 57.62\text{ton}$$

$$d = 74\text{cm}$$

$$\therefore H = 80\text{ cm}$$

Design for bending moment:

$M_u = 96.5 \text{ ton.m}$

$M_n = 96.5/0.9 = 107.2 \text{ ton.m}$

$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{107.2 \text{ ton.m}}{100 \text{ cm} \times (74 \text{ cm})^2} = 195.8 \text{ ton/m}^2$

$\rho = 0.0051 > \rho_{\min} = 0.0033$

$A_s = 0.0051 (100) (74) = 37.74 \text{ cm}^2$

Use 28 @ 15 cm $A_s = 42.7 \text{ cm}^2/\text{m}$

(Use similar steel for the other face)

In the other direction provide shrinkage and temperature reinforcement.

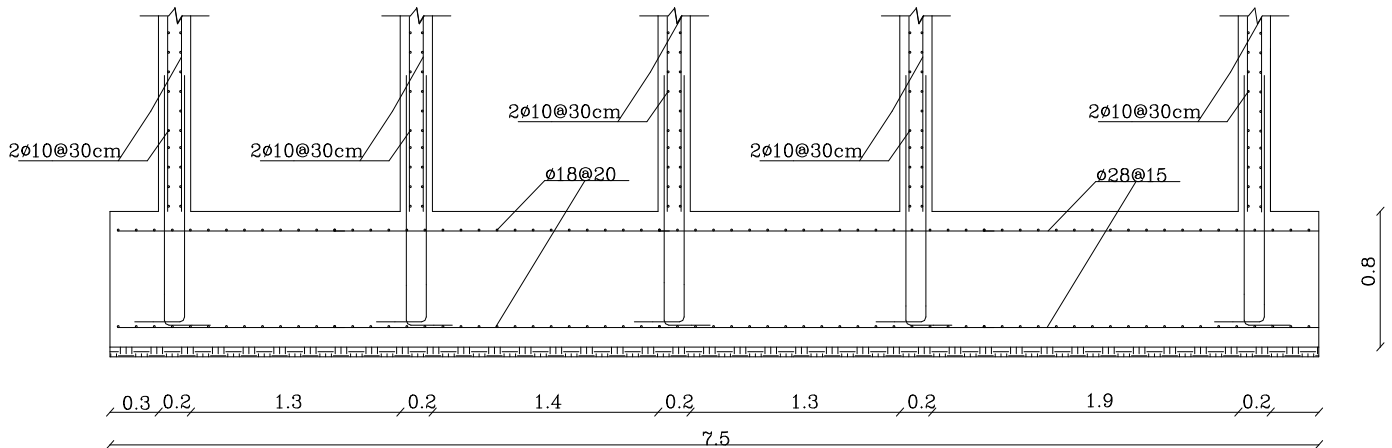
$\rho = 0.0018$

$A_s = (b) (H)$

$A_s = 0.0018 (100)(80)$

$A_s = 14.4 \text{ cm}^2/\text{m}$

Use 18 @ 20cm = 15 cm²/m (In two layers)



Section A-A

Fig. (4.18): Detailed section for shear wall base.

4.6 Stairs Roof Design

4.6.1 People stairs

$$L_y/L_x = 6.9/4.8 = 1.4 < 2$$

So use two way solid slab

$$\text{Min } h = \text{perimeter} / 180$$

$$L_n = 6.9 - 0.2 - 0.2 = 6.5 \text{ m}$$

$$L_n = 4.8 - 0.2 - 0.2 = 4.4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Min } h &= 2 (6.5 + 4.4) / 180 \\ &= 12.11 \text{ cm} \end{aligned}$$

Use over all depth = 15 cm

1-Load Calculation:

Dead load:

$$DL = 0.15(2500)(1) = 375 \text{ Kg/m}^2 = 0.375 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Factored dead load} = 1.4(0.375) = 0.525 \text{ ton/m}^2$$

Live load:

$$\text{Live load} = 150 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Factored load} = 1.7(0.15) = 0.255 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Total load} = 0.78 \text{ ton/m}^2$$

Using tables for two way slab at ratio of $L_y/L_x = 1.4$

Positive Moment:

Short Direction

$$K_{FX} = 31.9.$$

$$K_{SX} = 13.7.$$

$$K_{AX} = 1.92.$$

Long Direction

$$K_{FY} = 83.4.$$

$$K_{SY} = 17.5.$$

$$K_{AY} = 2.09.$$

$$M_x = \frac{W_u * (L_x)^2}{K_{FX}} = \frac{0.78 \text{ ton/m}^2 * (4.6)^2}{31.9} = 0.52 \text{ ton.m.}$$

$$V_x = \frac{W_u * (L_x)}{K_{AX}} = \frac{0.78 \text{ ton/m}^2 * 4.6 \text{ m}}{1.92} = 1.87 \text{ ton.}$$

$$M_y = \frac{W_u * (L_y)^2}{K_{FY}} = \frac{0.78 \text{ ton/m}^2 * (6.7)^2}{83.4} = 0.42 \text{ ton.m.}$$

$$V_y = \frac{W_u * (L_y)}{K_{AY}} = \frac{0.78 \text{ ton/m}^2 * 6.7}{2.09} = 2.5 \text{ ton.}$$

2-Slab design

Short direction

Select 12.

$$d = h - C - \frac{\phi}{2} = 15 - 2 - 0.6 = 12.4 \text{ cm.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{400}{0.85(30)} = 15.7.$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{0.52 \text{ ton.m}}{(100 \text{ cm})(0.9)(12.4 \text{ cm})^2} = 37.6 \text{ ton / m}^2$$

$$\dots = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = 0.00095$$

$$A_s = (0.00095) (100) (12.4) = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{30}}{4 * 400} * 100 \text{ cm} * 9.4 \text{ cm} \geq \frac{1.4}{400} * 100 \text{ cm} * 9.4 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ min}} = 3.22 \text{ cm}^2 \geq 3.29 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ min}} = 3.29 \text{ cm}^2 > 1.34 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Select } 10 @ 20 \text{ cm} \quad \text{As provided} = 3.95 \text{ cm}^2.$$

Long Direction:

$$M_u = 0.42 \text{ ton.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{0.42 \text{ ton.m}}{(100 \text{ cm})(0.9)(12.4 \text{ cm})^2} = 30.4 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$\dots = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = 0.00076$$

$$A_s = (0.00076) (100) (12.4) = 0.94 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{30}}{4 * 400} * 100 \text{ cm} * 9.4 \text{ cm} \geq \frac{1.4}{400} * 100 \text{ cm} * 9.4 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ min}} = 3.22 \text{ cm}^2 \geq 3.29 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ min}} = 3.29 \text{ cm}^2 > 1.35 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Select } 10 @ 20 \text{ cm} \quad \text{As provided} = 3.95 \text{ cm}^2.$$

3-Design For Shear

Short Direction:

$$V_u = 1.87 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = 0.85 \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6} \right) bd = 0.85 \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) (1000 \text{ mm})(94 \text{ mm}) = 7.3 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = 9.3 > V_u = 1.87 \text{ ton}$$

According to category (1)

No shear reinforcement is required.

Long Direction:

$$V_u = 2.5 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = 0.85 \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6} \right) bd = 0.85 \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) (1000\text{mm})(94\text{mm}) = 7.3 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = 7.3 > V_u = 2.5 \text{ ton}$$

According to category (1)

No shear reinforcement is required.

4.7 Stairs design

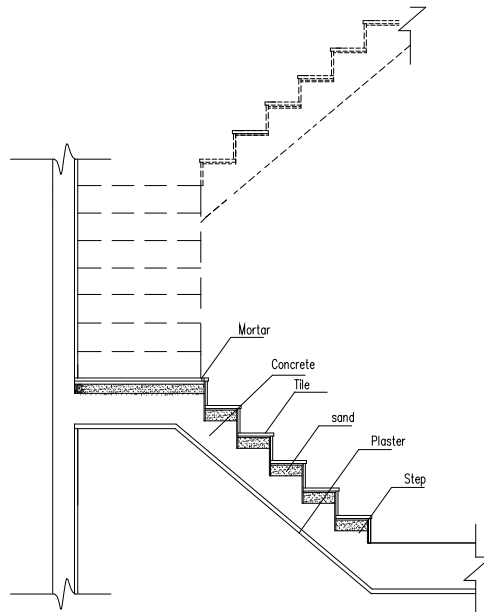


Fig (4.19): Typical section in stair.

4.7.1 Loads Calculation:

Dead load:

$$\text{Plaster} = \frac{(0.03m)(2.2\text{ton} / m^3)(1m)}{\cos 28.1} = 0.075\text{ton} / m$$

$$\text{Concrete} = \frac{(0.2m)(2.5\text{ton} / m^3)(1m)}{\cos 28.1} = 0.57\text{ton} / m$$

$$\text{Mortar} = \left(\frac{0.33m + 0.16m}{0.3m} \right) (0.02m \times 2.2\text{ton} / m^3 \times 1m) = 0.072\text{ton} / m$$

$$\text{Tile} = \left(\frac{0.33m + 0.16m}{0.3m} \right) (0.03m \times 3\text{ton}/m^3 \times 1m) = 0.15\text{ton}/m$$

$$\text{Step} = 0.5 (0.16m)(2.5\text{ton}/m^3)(1m) = 0.2 \text{ ton}/m$$

$$\text{Sand} = (0.08m)(1.8 \text{ ton}/m^3)(1m) = 0.144 \text{ ton}/m$$

$$\text{Total dead load} = 1.2 \text{ ton}/m$$

$$\text{Factored dead load} = 1.4(1.2) = 1.68 \text{ ton}/m$$

Live load = 0.5 ton/m²

$$\text{Factored live load} = 1.7(0.5) = 0.85 \text{ ton}/m$$

$$W_u = 2.53\text{ton}/m$$

Flight (a) design:

$$1. \text{ Mu} = 3.61\text{ton.m}$$

$$M_n = 3.61/0.9 = 4 \text{ ton.m}$$

Select 12

$$d = 20 - 2 - 12/2 = 17.4 \text{ cm.}$$

Use d = 17 cm.

$$m = 15.7.$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{4 \text{ ton.m}}{(1m)(0.17m)^2} = 138.41 \text{ ton} / m^2$$

$$\dots_{req} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{15.7} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 15.7 * 138.41 \text{ ton} / m^2}{400 \text{ N} / mm^2}} \right)$$

$$\dots_{req} = 0.00356$$

$$\dots_{max} = 0.0244$$

$$\dots_{min} = 1.4/400 = 0.0035$$

$$\dots_{max} > \dots_{req} > \dots_{min}$$

$$A_s = 0.00356(100\text{cm})(17\text{cm}) = 6.1\text{cm}^2/m$$

Use 6 12=6.78 cm²/m.

As=6.78 cm²>6.1 cm².

Spacing of 12 bars=100cm*1.13cm²/6.78 cm²= 16.7cm.

Use 12 @20cm C/C.

Transfer steel:

Ast=0.2 As=0.2*6.1 cm²/m=1.22 cm².

Use 3 8=1.51 cm²/m.

As=1.51 cm²>1.22 cm².

Spacing of 8 bars=100cm*0.5cm²/1.51 cm²= 33cm.

Use 8 @30cm C/C.

Flight (b) design:

1. **Mu** = 4.21ton.m

Mn =4.21/0.9 = 4.68 ton.m

Select 12

d=20-2-12/2=17.4 cm.

Use d=17 cm.

m = 15.7.

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{4.68 \text{ ton} \cdot \text{m}}{(1 \text{ m})(0.17 \text{ m})^2} = 162 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{15.7} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 15.7 * 162 \text{ ton} / \text{m}^2}{400 \text{ N} / \text{mm}^2}}\right)$$

$$\rho_{req} = 0.00419$$

$$\rho_{max} > \rho_{req} > \rho_{min}$$

$$As = 0.00419(100\text{cm})(17\text{cm}) = 7.123\text{cm}^2/\text{m}$$

Use 7 12=7.91 cm²/m.

As=7.91 cm²>7.123 cm².

Spacing of 12 bars=100cm*1.13cm²/7.91 cm²= 14.3cm.

Use 12 @20cm C/C.

Transfer steel:

$$A_{st}=0.2 A_s=0.2*7.123 \text{ cm}^2/\text{m}=1.425 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Use } 3 \text{ } 8=1.51 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$A_s=1.51 \text{ cm}^2 > 1.425 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Spacing of } 8 \text{ bars}=100\text{cm}*0.5\text{cm}^2/1.51 \text{ cm}^2= 33\text{cm}.$$

Use 8 @30cm C/C.

Flight (c) design:

The same as flight(a).

$$A_s = 0.00356(100\text{cm})(17\text{cm}) = 6.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Use } 6 \text{ } 12=6.78 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$A_s=6.78 \text{ cm}^2 > 6.1 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Spacing of } 12 \text{ bars}=100\text{cm}*1.13\text{cm}^2/6.78 \text{ cm}^2= 16.7\text{cm}.$$

Use 12 @20cm C/C.

Transfer steel:

$$A_{st}=0.2 A_s=0.2*6.1 \text{ cm}^2/\text{m}=1.22 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Use } 3 \text{ } 8=1.51 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$A_s=1.51 \text{ cm}^2 > 1.22 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Spacing of } 8 \text{ bars}=100\text{cm}*0.5\text{cm}^2/1.51 \text{ cm}^2= 33\text{cm}.$$

Use 8 @30cm C/C.

Development length

For 12 mm (bottom bars):

$$L_d=40 \text{ } =40*12\text{mm}=48 \text{ cm}.$$

For 8 mm (top bars):

$$L_d=40 \text{ } =40*8\text{mm}=32\text{cm}$$

4.4 Footing Design :

Design of footing F23

From Column (C23):

Total dead load = 114 ton

Total live load = 28.43 ton

Factored load = 142.43 ton

Use about 1m overburden soil.

Soil weighting 1.7 ton/m³.

Allowable soil pressure = 3.5 kg/cm²

Column= 25 cm x 50 cm

Footing Area:

Estimate footing to be about 50 cm thick, in addition to about 10 cm of blinding concrete.

$$\text{Service Load} = \frac{114}{1.4} + \frac{28.43}{1.7} = 98.14 \text{ ton.}$$

$$\text{Footing Weight} = 0.6 \times 2.5 = 1.5 \text{ ton/m}^2.$$

$$x_s \times d = 1.7 \times 1 = 1.7 \text{ ton/m}^2.$$

$$P_{\text{net}} = 35 - 1.5 - 1.7 = 31.8 \text{ ton/m}^2.$$

Area (A) = Total Weight / Soil Pressure

$$A = \left(\frac{81.42 + 16.72}{31.8} \right) = 3 \text{ m}^2.$$

Use

$$L = 1.75 \text{ m, } W = 1.75 \text{ m,}$$

$$A = 1.75 \times 1.75 = 3 \text{ m}^2$$

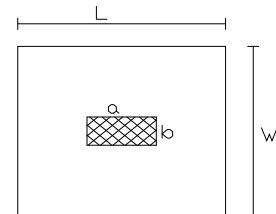


Fig. (4.13):

Footing shape

Determine depth based on shear strength

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = 0.85 \times \frac{1}{6} \sqrt{30} \times (175) \times (d) \times 10 = 1357.9d$$

$$P_{net} = \frac{P_u}{Area} = \frac{142.43}{3} = 46.54 \text{ ton / m}^2.$$

$$V_u = (P_{net})(\text{one way shear area})$$

$$V_u = (4.654)(175) \left(\frac{175 - 25}{2} - d \right) = 814.45 \times (75 - d)$$

$$V_u = 61083.75 - 814.45 d$$

$$\Phi V_c = V_u$$

$$1357.9 d = 61083.75 - 814.45 d$$

$$d = 28.11 \text{ cm .}$$

∴ Use d = 35 cm

$$\begin{aligned} \text{Total depth of footing} &= 35 + 8 + 2 \\ &= 45 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Check this depth for two way shear action (punching):

$$\begin{aligned} V_u &= P_{net} \times ((W) \times (L) - (a + d)(b + d)) \\ &= 4.654 [(175)(175) - (25+35)(50+35)]/1000 = 118.79 \text{ ton.} \end{aligned}$$

The punching shear strength is the smallest of:

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{S_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.33 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left(\frac{r_s}{b_o / d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.569 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = 0.33 \sqrt{f'_c} b_o d \dots\dots\dots \text{Control}$$

Where:

$$s_c = a / b = 50 / 25 = 2$$

$$b_o = \text{Perimeter of critical section taken at } (d/2) \text{ from the loaded area} \\ = 2\{(35+25)+(35+50)\} = 290 \text{ cm.}$$

$$r_s = 40 \quad \text{For interior column}$$

$$V_c = 0.33\sqrt{30}(290)(35)\left(\frac{10}{1000}\right) = 183.46 \text{ ton.}$$

$$\Phi V_c > V_u \quad 0.85 \times 183.46 \text{ ton} > 118.79 \text{ ton}$$

$$155.94 \text{ ton} > 118.79 \text{ ton}$$

OK

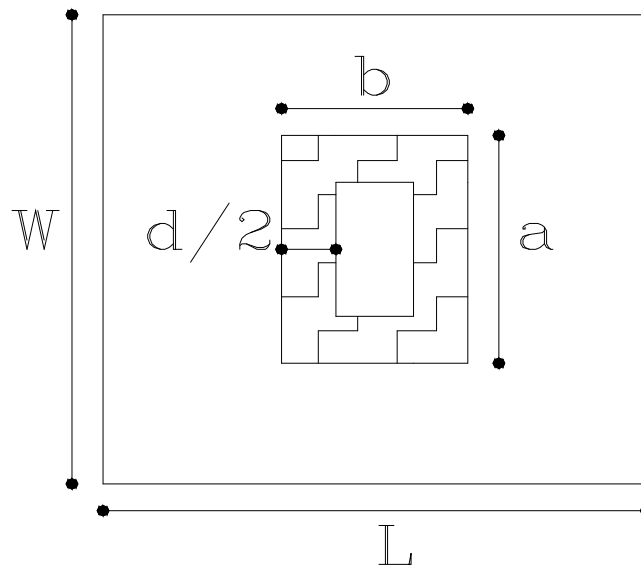


Fig. (4.14): Two way shear area.

Check transfer of load at base of column:

$$\Phi P_n = \Phi(0.85 f_c' A_g)$$

$$\Phi P_n = 0.7(0.85)(0.3)(25 \times 50) = 223.125 \text{ ton} > 142.43 \text{ ton.}$$

∴ Dowels are not required for load transfer.

Design for Bending Moment: parallel to long side of the column.

$$\begin{aligned} M_u &= \left(P_{net} \times W \times \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) \\ &= \left(46.54 \times 1.75 \times \left(\frac{1.75}{2} - \frac{0.5}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{1.75}{2} - \frac{0.5}{2} \right) = 15.9 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{15.9}{0.9} = 17.67 \text{ ton}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{17.67 \times 10^5}{175 \times 35^2} = 8.24 \text{ Kg / cm}^2.$$

$$R_n = 0.824 \text{ MPa.}$$

$$\dots = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\dots = \frac{1}{15.7} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 0.824}{400}} \right)$$

$$\dots = 0.00209 > \dots_{\min} = 0.002$$

$$\text{Req. } A_s = 0.00209 (175) (35) = 12.828 \text{ cm}^2$$

Use 12 12 parallel to long side of the column (parallel to 50 cm side).

$$A_s = 13.56 \text{ cm}^2.$$

Development Length (L_d):

L_d for 12: Category A – item 2

a- Clear lateral spacing = 12 cm > $2 \times 1.2 = 2.4$ cm.

b- Clear cover = 8 cm > $d_b = 1.2$ cm.

$$L_d = \frac{400}{2\sqrt{30}} \times d_b = 43.81 \text{ cm}$$

$$\text{Available embedment} = \left(\frac{175 - 50}{2} \right) - 8 = 54.5 \text{ cm.} > 43.81 \text{ cm.}$$

∴ OK.

Design for Bending Moment: parallel to short side of the column.

$$\begin{aligned} Mu &= \left(P_{net} \times L \times \left(\frac{W}{2} - \frac{b}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{W}{2} - \frac{b}{2} \right) \\ &= \left(46.54 \times 1.75 \times \left(\frac{1.75}{2} - \frac{0.25}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{1.75}{2} - \frac{0.25}{2} \right) = 22.9 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{22.9}{0.9} = 25.45 \text{ ton}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{25.45 \times 10^5}{175 \times 35^2} = 11.87 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$Rn = 1.187 \text{ MPa.}$$

$$\dots = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$\dots = \frac{1}{15.7} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 1.187}{400}} \right)$$

$$\dots = 0.00304 > \dots_{\min} = 0.002$$

$$\text{Req. } A_s = 0.00204 (175) (35) = 18.62 \text{ cm}^2$$

Use 13 14 parallel to long side of the column (parallel to 50 cm side).

$$A_s = 20 \text{ cm}^2.$$

Development Length (L_d):

Ld for 14:

$$L_d = \frac{400}{2\sqrt{30}} \times d_b = 51.12 \text{ cm}$$

$$\text{Available embedment} = \left(\frac{175 - 25}{2} \right) - 8 = 67 \text{ cm.} > 51.12 \text{ cm.}$$

∴ OK.

Development Length L_d for member in compression :

Instead of dowels, extend the longitudinal bars of the column within the footing.

longitudinal bars of the column 10Φ18

Inside diameter of bent = 6 $d_b = 6 \times 1.8 = 10.8 \text{ cm.}$

Straight extension = 12 $d_b = 12 \times 1.8 = 21.6 \text{ cm.}$

$$L_{db} = \left(\frac{d_b \times f_y}{4\sqrt{f_c}} \right) \geq 0.044d_b \times f_y$$

$$L_{db} = \left(\frac{1.8 \times 400}{4\sqrt{30}} \right) \geq 0.044 \times 1.8 \times 400$$

$$L_{db} = 32.8 \geq 28.8$$

$$L_{db} = 32.8 \text{ cm} \dots \text{control}$$

$$L_{dcompression} = L_{db} \times \text{modification factor} / 20 \text{ cm.}$$

$$L_{dcompression} = 32.8 \times 1 = 32.8$$

$$\text{Available} = 45 - 8 - 2 \times 1.4 = 34.2 \text{ cm} > 32.8 \text{ cm} .$$

∴ OK

Table (4.6): Footings table.

Footing No.	Total load (Ton)	Dimensions (cm)			Reinforcement	
		Length(L) (cm)	Width(B) (cm)	Height(H) (cm)	L Direction	B Direction
F 1	68	135	135	35	10Φ12	9Φ12
F2	93	145	145	40	8Φ12	11Φ12
F3	89	145	145	40	8Φ12	11Φ12
F4	77	135	135	35	10Φ12	9Φ12
F5	66	135	135	35	10Φ12	9Φ12
F6	115	165	165	45	11Φ12	11Φ14
F7	78	135	135	35	10Φ12	9Φ12
F8	87	150	150	40	11Φ12	9Φ12
F9	85	135	135	35	10Φ12	9Φ12
F10	94	150	150	40	11Φ12	9Φ12
F11	87	150	150	40	11Φ12	9Φ12
F12	83	145	145	40	8Φ12	11Φ12
F13	100	150	150	40	11Φ12	9Φ12
F14	118	165	165	45	11Φ12	11Φ14
F15	119	165	165	45	11Φ12	11Φ14
F16	89	145	145	40	8Φ12	11Φ12
F17	72	135	135	35	10Φ12	9Φ12
F18	99	165	165	45	11Φ12	11Φ14
F19	123	165	165	45	11Φ12	11Φ14
F20	111	165	165	45	14Φ12	11Φ12
F21	76	135	135	35	10Φ12	9Φ12

F22	108	165	165	45	11Φ12	11Φ14
F23	142	175	175	45	13Φ14	12Φ12
F24	118	165	165	45	14Φ12	11Φ12
F25	84	135	135	35	10Φ12	9Φ12
F26	46	135	135	35	10Φ12	9Φ12
F27	135	175	175	45	13Φ14	12Φ12
F28	90	150	150	40	11Φ12	9Φ12
F29	96	150	150	40	11Φ12	9Φ12
F30	98	150	150	40	11Φ12	9Φ12
F31	102	165	165	45	14Φ12	11Φ12
F32	114	165	165	45	14Φ12	11Φ12
F33	138	175	175	45	13Φ14	12Φ12
F34	125	165	165	45	14Φ12	11Φ12
F35	111	165	165	45	14Φ12	11Φ12
F36	94	145	145	40	8Φ12	11Φ12
F37	88	145	145	40	8Φ12	11Φ12
F38	69	135	135	35	10Φ12	9Φ12

Footing Design :

Design of footing F23

From Column (C23):

Total dead load = 114 ton

Total live load = 28.43 ton

Factored load = 142.43 ton

Use about 1m overburden soil.

Soil weighting 1.7 ton/m³.

Allowable soil pressure = 3.5 kg/cm²

Column= 25 cm x 50 cm

Footing Area:

Estimate footing to be about 50 cm thick, in addition to about 10 cm of blinding concrete.

$$\text{Service Load} = \frac{114}{1.4} + \frac{28.43}{1.7} = 98.14 \text{ ton.}$$

$$\text{Footing Weight} = 0.6 \times 2.5 = 1.5 \text{ ton/m}^2.$$

$$\chi_s \times d = 1.7 \times 1 = 1.7 \text{ ton/m}^2.$$

$$P_{\text{net}} = 35 - 1.5 - 1.7 = 31.8 \text{ ton/m}^2.$$

Area (A) = Total Weight / Soil Pressure

$$A = \left(\frac{81.42 + 16.72}{31.8} \right) = 3 \text{ m}^2.$$

Use

$$L = 1.75 \text{ m, } W = 1.75 \text{ m,}$$

$$A = 1.75 \times 1.75 = 3 \text{ m}^2$$

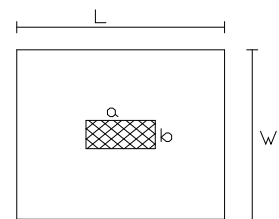


Fig. (4-11):

Footing shape

Determine depth based on shear strength

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = 0.85 \times \frac{1}{6} \sqrt{30} \times (175) \times (d) \times 10 = 1357.9d$$

$$P_{net} = \frac{P_u}{Area} = \frac{142.43}{3} = 46.54 \text{ ton} / \text{m}^2 .$$

$$V_u = (P_{net})(\text{one way shear area})$$

$$V_u = (4.654)(175) \left(\frac{175 - 25}{2} - d \right) = 814.45 \times (0.75 - d)$$

$$V_u = 61083.75 - 814.45 d$$

$$\Phi V_c = V_u$$

$$1357.9 d = 61083.75 - 814.45 d$$

$$d = 28.11 \text{ cm} .$$

∴ Use d = 35 cm

$$\begin{aligned} \text{Total depth of footing} &= 35 + 8 + 2 \\ &= 45 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Check this depth for two way shear action (punching):

$$\begin{aligned} V_u &= P_{net} \times ((W) \times (L) - (a + d)(b + d)) \\ &= 4.654 [(175)(175) - (25+35)(50+35)]/1000 = 118.79 \text{ ton.} \end{aligned}$$

The punching shear strength is the smallest of:

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{s_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.33 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left(\frac{r_s}{b_o / d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.569 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = 0.33 \sqrt{f'_c} b_o d \dots\dots\dots \text{Control}$$

Where:

$$s_c = a / b = 50 / 25 = 2$$

b_o = Perimeter of critical section taken at $(d/2)$ from the loaded area

$$= 2\{(35+25)+(35+50)\} = 290 \text{ cm.}$$

$r_s = 40$ For interior column

$$V_c = 0.33\sqrt{30}(290)(35)\left(\frac{10}{1000}\right) = 183.46 \text{ ton.}$$

$$\Phi V_c > V_u \quad 0.85 \times 183.46 \text{ ton} > 118.79 \text{ ton}$$

$$155.94 \text{ ton} > 118.79 \text{ ton}$$

OK

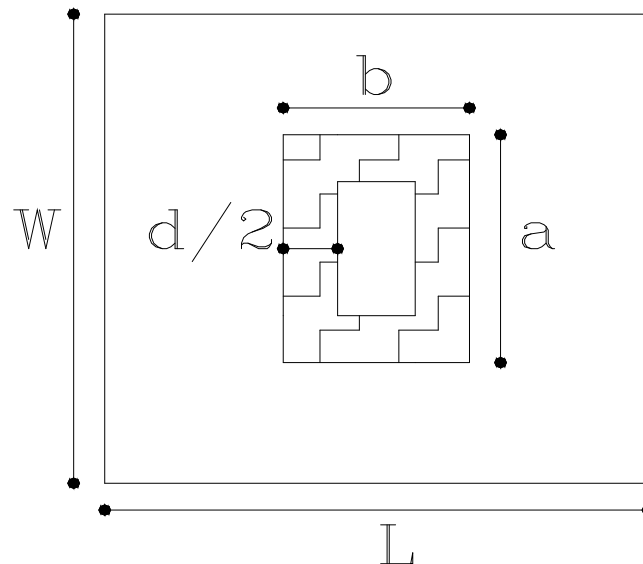


Fig. (4-12): Two way shear area.

Check transfer of load at base of column:

$$\Phi P_n = \Phi(0.85 f_c' A_g)$$

$$\Phi P_n = 0.7(0.85)(0.3)(25 \times 50) = 223.125 \text{ ton} > 142.43 \text{ ton.}$$

\therefore Dowels are not required for load transfer.

Design for Bending Moment:

parallel to long side of the column.

$$\begin{aligned} Mu &= \left(P_{net} \times W \times \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) \\ &= \left(46.54 \times 1.75 \times \left(\frac{1.75}{2} - \frac{0.5}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{1.75}{2} - \frac{0.5}{2} \right) = 15.9 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{15.9}{0.9} = 17.67 \text{ ton}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{17.67 \times 10^5}{175 \times 35^2} = 8.24 \text{ Kg / cm}^2.$$

$$Rn = 0.824 \text{ MPa.}$$

$$\dots = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$\dots = \frac{1}{15.7} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 0.824}{400}} \right)$$

$$\dots = 0.00209 > \dots_{\min} = 0.002$$

$$\text{Req. } A_s = 0.00209 (175) (35) = 12.828 \text{ cm}^2$$

Use 12 12 parallel to long side of the column (parallel to 50 cm side).

$$A_s = 13.56 \text{ cm}^2.$$

Development Length (L_d):

Ld for 12: Category A – item 2

a- Clear lateral spacing = 12 cm > $2 \times 1.2 = 2.4$ cm.

b- Clear cover = 8 cm > $d_b = 1.2$ cm.

$$L_d = \frac{400}{2\sqrt{30}} \times d_b = 43.81 \text{ cm}$$

$$\text{Available embedment} = \left(\frac{175 - 50}{2} \right) - 8 = 54.5 \text{ cm.} > 43.81 \text{ cm.}$$

∴ OK.

Design for Bending Moment:

parallel to short side of the column.

$$\begin{aligned} M_u &= \left(P_{net} \times L \times \left(\frac{W}{2} - \frac{b}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{W}{2} - \frac{b}{2} \right) \\ &= \left(46.54 \times 1.75 \times \left(\frac{1.75}{2} - \frac{0.25}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{1.75}{2} - \frac{0.25}{2} \right) = 22.9 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{22.9}{0.9} = 25.45 \text{ ton}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{25.45 \times 10^5}{175 \times 35^2} = 11.87 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$R_n = 1.187 \text{ MPa.}$$

$$\dots = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\dots = \frac{1}{15.7} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 1.187}{400}} \right)$$

$$\dots = 0.00304 > \dots_{\min} = 0.002$$

$$\text{Req. } A_s = 0.00204 (175) (35) = 18.62 \text{ cm}^2$$

Use 13 14 parallel to long side of the column (parallel to 50 cm side).

$$A_s = 20 \text{ cm}^2.$$

Development Length (L_d):

L_d for 14:

$$L_d = \frac{400}{2\sqrt{30}} \times d_b = 51.12 \text{ cm}$$

$$\text{Available embedment} = \left(\frac{175 - 25}{2} \right) - 8 = 67 \text{ cm.} > 51.12 \text{ cm.}$$

\therefore OK.

Development Length L_d for member in compression :

Instead of dowels, extend the longitudinal bars of the column within the footing.

longitudinal bars of the column 10Φ18

Inside diameter of bent = 6 $d_b = 6 \times 1.8 = 10.8$ cm.

Straight extension = 12 $d_b = 12 \times 1.8 = 21.6$ cm.

$$L_{db} = \left(\frac{d_b \times f_y}{4\sqrt{f_c}} \right) \geq 0.044d_b \times f_y$$

$$L_{db} = \left(\frac{1.8 \times 400}{4\sqrt{30}} \right) \geq 0.044 \times 1.8 \times 400$$

$$L_{db} = 32.8 \geq 28.8$$

$$L_{db} = 32.8 \text{ cm} \dots \text{control}$$

$$L_{dcompression} = L_{db} \times \text{modification factor} / 20 \text{ cm.}$$

$$L_{dcompression} = 32.8 \times 1 = 32.8$$

$$\text{Available} = 45 - 8 - 2 \times 1.4 = 34.2 \text{ cm} > 32.8 \text{ cm} .$$

∴ OK

(cm)Table (4 –7): Footings table

Footings No.	Total load (Ton)	Dimensions (cm)			Reinforcement	
		Length(L) (cm)	Width(B) (cm)	Height(H) (cm)	L Direction	B Direction
F 1	68	135	135	35	10Φ12	9Φ12
F2	93	145	145	40	8Φ12	11Φ12
F3	89	145	145	40	8Φ12	11Φ12
F4	77	135	135	35	10Φ12	9Φ12
F5	66	135	135	35	10Φ12	9Φ12
F6	115	165	165	45	11Φ12	11Φ14
F7	78	135	135	35	10Φ12	9Φ12
F8	87	150	150	40	11Φ12	9Φ12
F9	85	135	135	35	10Φ12	9Φ12
F10	94	150	150	40	11Φ12	9Φ12
F11	87	150	150	40	11Φ12	9Φ12
F12	83	145	145	40	8Φ12	11Φ12
F13	100	150	150	40	11Φ12	9Φ12
F14	118	165	165	45	11Φ12	11Φ14
F15	119	165	165	45	11Φ12	11Φ14
F16	89	145	145	40	8Φ12	11Φ12
F17	72	135	135	35	10Φ12	9Φ12
F18	99	165	165	45	11Φ12	11Φ14
F19	123	165	165	45	11Φ12	11Φ14
F20	111	165	165	45	14Φ12	11Φ12
F21	76	135	135	35	10Φ12	9Φ12

F22	108	165	165	45	11Φ12	11Φ14
F23	142	175	175	45	13Φ14	12Φ12
F24	118	165	165	45	14Φ12	11Φ12
F25	84	135	135	35	10Φ12	9Φ12
F26	46	135	135	35	10Φ12	9Φ12
F27	135	175	175	45	13Φ14	12Φ12
F28	90	150	150	40	11Φ12	9Φ12
F29	96	150	150	40	11Φ12	9Φ12
F30	98	150	150	40	11Φ12	9Φ12
F31	102	165	165	45	14Φ12	11Φ12
F32	114	165	165	45	14Φ12	11Φ12
F33	138	175	175	45	13Φ14	12Φ12
F34	125	165	165	45	14Φ12	11Φ12
F35	111	165	165	45	14Φ12	11Φ12
F36	94	145	145	40	8Φ12	11Φ12
F37	88	145	145	40	8Φ12	11Φ12
F38	69	135	135	35	10Φ12	9Φ12

Chapter Four

Structural Analysis and Design

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4.1 Introduction :

In this chapter design calculation will be made for ribbed slab construction and beam , The plans showing beams arrangement & ribs distribution & the direction of loading accomplished.

4.1.1 Factored loads:

The factored loads on which the structural analysis and design is based for all building members, is determined as follows:

$$q_u = 1.4D_L + 1.7L_L$$

4.1.2 Calculation of loads:

The main loads acting on the structure are dead & live loads. Dead Load is calculated based on the density for each material used in the slab:

The overall depth must satisfy ACI Table 9.5.a

$$h_{\min} = \frac{L}{18.5} \quad \text{for one end continuous span.}$$

$$h_{\min} = \frac{340}{18.5} = 18.38 \text{ cm.}$$

$$h_{\min} = \frac{L}{21} \quad \text{For interior span.}$$

$$h_{\min} = \frac{440}{21} = 21 \text{ cm.}$$

Use an overall depth of 25 cm (17 cm blocks).

Dead load :-

Coarse Sand Fill and Tile	0.1030.5232000	=104 kg/m of rib.
Concrete Rib	0.173 0.1232500	= 51 kg/m of rib.
Block	0.173 0.403900	= 61.2 kg/m of rib.
Topping	0.083 0.5232500	= 104 kg/m of rib.
Plaster	0.033 0.5232200	= 34.3 Kg/m of rib.
Partitions	100 3 0.52	= 52 Kg/m of rib.

Nominal Total Dead Load

$$\mathbf{DL \text{ Total}} = 104 + 51 + 61.2 + 34.32 + 104 + 52 = 406.5 \text{ Kg/m of rib.}$$

$$\text{Factored Total Dead Load} = 1.4 3 406.5 = 569.1 \text{ Kg/m of rib.}$$

$$\text{Factored Total Dead Load} = 569.1 4 0.52 = 1094.42 \text{ Kg/m}^2.$$

Nominal Total live load

$$\mathbf{LL \text{ Total}} = 20030.52 = 104 \text{ Kg/m of rib.}$$

$$\text{Factored Total Live Load} = 1.73 104 = 176.8 \text{ Kg/m of rib.}$$

$$\text{Factored Total Live Load} = 176.8 4 0.52 = 340 \text{ Kg/m}^2.$$

4.1.3 Topping Design :

Live load = 200 Kg/m² = 0.2 ton/m².

Dead load = (406.5/0.52) – (51/0.52) = 683.65 Kg/ m².

$$W_u = 1.43 (683.65) + 1.73 (200) = 1297.11 \text{ Kg/ m}^2 \\ = 1.29 \text{ ton/ m}^2.$$

Assume slab is fixed at support point (ribs).

$$M_u = \left(\frac{W_u \times L^2}{12} \right)$$

$$M_u = \left(\frac{1.296 \times 0.4^2}{12} \right) = 0.017 \text{ ton.m, for 1 m wide strip.}$$

According to ACI (9.5.2.3).

$$f_r = 0.7 \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} = 0.7 \sqrt{30} = 3.83 \text{ (MPa)} = 38.3 \text{ (Kg / cm}^2 \text{)}$$

$$M_n = (f_r)(s)$$

$$s = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \times 8^2}{6} = 1066.7 \text{ cm}^3 \quad \text{..... For a rectangular X-section.}$$

$$= 0.65 \text{ for plain concrete.}$$

$$M_n = 0.65 \times 38.3 \times 1066.7 = 26555.5 \text{ Kg.cm .}$$

$$= 0.266 \text{ ton.m}$$

$$M_n = 0.266 \text{ ton.m} > M_u = 0.017 \text{ ton.m}$$

Reinforcement is not required for structural reasons.

∴ Provide Shrinkage & Temperature Reinforcement:

For $f_y = 400 \text{ Mpa}$, $\rho = (0.0018)$ from table.

$$= 0.0018$$

$$A_s = 0.0018(100)(8) = 1.44 \text{ cm}^2 / \text{1m.}$$

Use 8 @ 20 cm on center both ways.

Provided $A_s = 2.5 \text{ cm}^2 / \text{m}$.

4.1.4 Rib Design (R1):

Using staad_pro program we get the envelope following moment values.

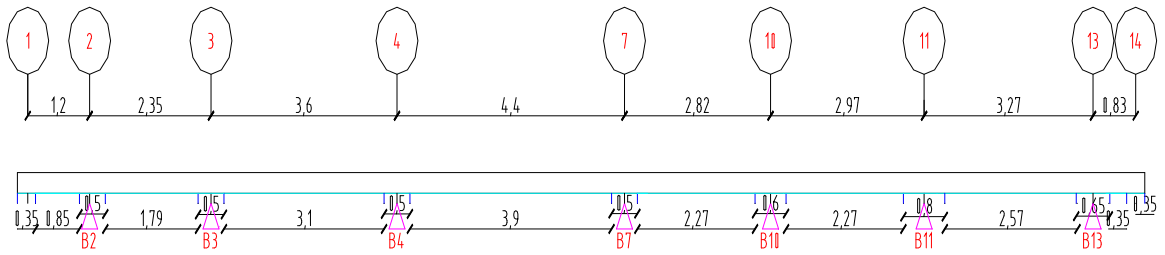


Fig. (4.1): Spans Length.

The maximum positive moment from exterior span with exterior support built integrally with spandrel beam or girder is

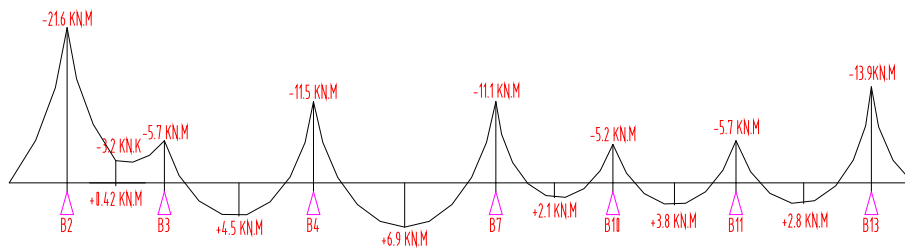


Fig. (4.2): Rib (R1) Moment Values

1- Design for Positive Moment:

This design for maximum positive moment. = + 6.9 KN.M. for 3.9 m span $M_{u \max}$

Effective Flange width (b_E) according to ACI code 8.10.2:

b_E for T- section is the smallest of the following:

$$b_E = L / 4 = 390 / 4 = 97.5 \text{ cm.}$$

$$b_E = b_w + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 \text{ cm.}$$

$$b_E = C/C = 52 \text{ cm..... Control.}$$

Use maximum positive moment for all spans $M_{u \max} = + 6.9 \text{ kn.m.}$

$$M_n = \frac{6.9}{0.9} = 7.66 \text{ kN.m} = 0.78 \text{ ton.m}$$

Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

For $a = t = 8 \text{ cm}$

$$C = 0.85 f_c t b_E = 0.853 (0.3) 3 (8) 3 (52) = 106.8 \text{ ton}$$

$$d = h - Ct - (db / 2) = 25 - 2 - (1.2 / 2) = 22.4 \text{ cm}$$

$$M_n = T \text{ or } C (d - 0.5 a) = 106.8 3 (22.4 - 0.5 (8)) / 100 = 19.5 \text{ ton.m}$$

$$M_{\text{navailable}} = 19.5 \text{ ton.m} > M_{\text{nrequired}} = 0.78 \text{ ton.m}$$

Design as a rectangular with $b_E = 52 \text{ cm}$

$$A_s \text{ max.} = \dots b d$$

$$A_s \text{ max.} = 0.02443 (52) 3 (22.4) = 28.42 \text{ cm}^2 .$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \dots\dots\dots (\text{ACI-10.5.1})$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{30}}{4(400)} (12)(22.4) \geq \frac{1.4}{400} (12)(22.4)$$

$$A_s \text{ min} = 0.92 \geq 0.94$$

$$A_s \text{ min} = 0.94 \text{ cm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{400}{0.85(30)} = 15.7$$

$$R_n = M_n / b d^2$$

$$R_n = \frac{0.78 \times 10^5}{52 \times 22.4^2} = 2.99 \text{ Kg/ m}^2 .$$

$$= 0.299 \text{ MPa.}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15.7} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 0.299}{400}} \right) = 0.000752$$

$$A_s = 0.000752 \times 52 \times 22.4 = 0.876 \text{ cm}^2 < A_s \text{ min} = 0.94 \text{ cm}^2 .$$

∴ Use $A_s \text{ min} = 0.94 \text{ cm}^2$.

Use 2 # 10 mm , $A_s \text{ provided} = 1.57 \text{ cm}^2$.

2- Design for Negative Moment:

This design for maximum negative moment $M_{u \text{ max}} = -21.6 \text{ kn.m}$

Design of T-section for negative moment as rectangular section with ($b = b_w$).

The minimum reinforcement is determined according to ACI (10-5.2) as follows

$$M_n = \frac{21.6}{0.9} = 24 \text{ kn.m} = 2.44 \text{ ton.m.}$$

$$M = 15.7$$

$$R_n = \left(\frac{M_n}{b \times d^2} \right)$$

$$R_n = \left(\frac{2.44 \times 10^5}{12 \times 22.4^2} \right) = 40.5 \text{ Kg/ m}^2 .$$

$$= 4.05 \text{ Mpa.}$$

$$\dots = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right)$$

$$= \frac{1}{15.7} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 4.05}{400}} \right) = 0.011$$

$$A_s = 0.011(12)(22.4) = 2.95 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{2(fy)}(bw)(d) \leq \frac{\sqrt{fc'}}{4fy}(bf)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bf)(d) \dots\dots\dots (\text{ACI-10.5.2})$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{30}}{2(400)}(12)(22.4) \leq \sqrt{30}(52)(22.4)/(4 * 400) \geq \frac{1.4}{400}(52)(22.4)$$

$$A_s \text{ min} = 1.84 \leq 4.00 \geq 4.08$$

$$A_s \text{ min} = 1.84 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ req} = 2.95 \text{ cm}^2 > A_s \text{ min} = 1.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } 2 \quad 14 \text{ mm} \quad A_s \text{ provided} = 3.08 \text{ cm}^2$$

3-Design for shear:

This design for maximum shear $V_u \text{ max} = 3.15 \text{ ton}$.

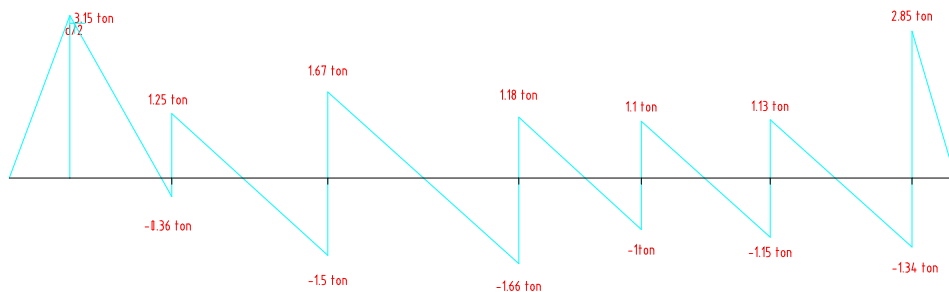


Fig (4.3) shear value

$V_u = 3.15$ ton. At $d/2$ from the face of support.

$$\Phi V_c = 0.85 \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6} \right) bd = 0.85 \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) (12)3 (21) \left(\frac{10}{1000} \right) = 1.95 \text{ ton.}$$

$$\Phi V_c = 1.95 < V_u = 3.15 \text{ ton.}$$

According to category (3).

$$\Phi V_c < V_u < (\Phi V_c + \min \Phi V_s)$$

(Shear reinforcement is required)

Assume we use Φ 8 mm stirrups, area of Φ 8 mm bar $= 3.14(0.8)^2 44 = 0.5024 \text{ cm}^2$.

$$A_v = 2 \cdot 0.5024 = 1.01 \text{ cm}^2.$$

The space between stirrups (S) is the smallest of:

$$d/2 = 21/2 = 10.5 \text{ cm.}$$

Or 60 cm.

Or $S = 3(A_v)(f_y)/bw$ F_y in MPa.

$$S = 3(1.01)(4)/12 = 10.1 \text{ cm}$$

$\therefore d/2 = 10.5 \text{ cm}$ is control, assume $S = 10 \text{ cm}$.

$$\Phi V_s \min = \Phi \left(\frac{A_v \times F_y \times d}{S} \right)$$

$$\Phi V_s \min = (0.85 \cdot 3.14 \cdot 1.01 \cdot 3 \cdot 21) / 10 = 7.21 \text{ ton.}$$

$$1.95 < 3.15 < (1.95 + 7.21)$$

Use Φ 8mm stirrups @ 10

4- Development Length :

L_d For bottom bars (10):

$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f_c'}} \quad d_b = \frac{400}{2\sqrt{30}} (1)(1)(1)(1) = 36.5 \text{ cm.}$$

L_a = Distance that the bar extend beyond center of support

$$L_a = 0$$

$$\frac{Mn}{V_u} + L_a \geq L_d$$

$$\frac{0.78}{1.66} + 0 \geq L_d = 36.5\text{cm.}$$

$$47 + 0 \geq 36.5\text{cm}$$

$$47 \text{ cm} \geq 36.5 \text{ cm} \quad \therefore \text{available embedment} > \text{Req.}$$

Table(4.1)all floor rib

Rib No.	Span Length (m)					Stirrups		
		Positive Steel	Length (m)	Negative Steel	Support	Length (m)	ϕ (mm)	Spacing (cm)
Rib 1	0.85	2 ϕ 10	1.15	2 ϕ 14	B2	2.40	ϕ 8	10
	1.8	2 ϕ 10	2.1	2 ϕ 12	B3	2.15	ϕ 8	10
	3.1	2 ϕ 10	3.4	2 ϕ 12	B4	2.85	ϕ 8	10
	3.9	2 ϕ 10	4.2	2 ϕ 12	B7	2.55	ϕ 8	10
	2.25	2 ϕ 10	2.55	2 ϕ 12	B10	2.10	ϕ 8	10
	2.25	2 ϕ 10	2.55	2 ϕ 12	B11	2.40	ϕ 8	10
	2.55	2 ϕ 10	2.85	2 ϕ 12	B13	2.30	ϕ 8	10
	0.35	2 ϕ 10	0.65	2 ϕ 12	B14		ϕ 8	10
Rib 2	3	2 ϕ 10	3.3	2 ϕ 12	B1	1.35	ϕ 8	10
	3.1	2 ϕ 10	3.4	2 ϕ 12	B3	2.50	ϕ 8	10
	4.6	2 ϕ 10	4.9	2 ϕ 12	B4	3.05	ϕ 8	10
	4.45	2 ϕ 10	4.75	2 ϕ 14	B8	3.55	ϕ 8	10
	2.45	2 ϕ 10	2.8	2 ϕ 12	B11	3.15	ϕ 8	10
				2 ϕ 12	B13	1.55	ϕ 8	10

Chapter Four

Structural Analysis and Design

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4.1 Introduction :

In this chapter we will make calculation design of ribbed slab construction and beam , The plans showing beams arrangement & ribs distribution & the direction of loading accomplished.

4.1.1 Factored loads:

The factored loads on which the structural analysis and design is based for all building members, is determined as follows:

$$q_u = 1.4D_L + 1.7L_L$$

4.1.2 Calculation of loads:

The main loads acting on the structure are dead & live loads. Dead Load is calculated based on the density for each material used in the slab:

The overall depth must satisfy ACI Table 9.5.a

$$h_{\min} = \frac{L}{18.5} \quad \text{for one end continuous span.}$$

$$h_{\min} = \frac{340}{18.5} = 18.38 \text{ cm.}$$

$$h_{\min} = \frac{L}{21} \quad \text{For interior span.}$$

$$h_{\min} = \frac{440}{21} = 21 \text{ cm.}$$

Use an overall depth of 25 cm (17 cm blocks).

Dead load : -

Coarse Sand Fill and Tile	0.1030.5232000	=104	kg/m	of rib.
Concrete Rib	0.173 0.1232500	= 51	kg/m	of rib.
Block	0.173 0.403900	= 61.2	kg/m	of rib.
Topping	0.083 0.5232500	= 104	kg/m	of rib.
Plaster	0.033 0.5232200	= 34.3	Kg/m	of rib.
Partitions	100 3 0.52	= 52	Kg/m	of rib.

Nominal Total Dead Load

$$\text{DL Total} = 104 + 51 + 61.2 + 34.32 + 104 + 52 = 406.5 \text{ Kg/m of rib.}$$

$$\text{Factored Total Dead Load} = 1.4 3 406.5 = 569.1 \text{ Kg/m of rib.}$$

$$\text{Factored Total Dead Load} = 569.1 4 0.52 = 1094.42 \text{ Kg/m}^2.$$

Nominal Total live load

$$\text{LL Total} = 20030.52 = 104 \text{ Kg/m of rib.}$$

$$\text{Factored Total Live Load} = 1.73 104 = 176.8 \text{ Kg/m of rib.}$$

$$\text{Factored Total Live Load} = 176.8 4 0.52 = 340 \text{ Kg/m}^2.$$

4.1.3 Topping Design :

Live load = 200 Kg/m² = 0.2 ton/m².

Dead load = (406.5/0.52) – (51/0.52) = 683.65 Kg/ m².

$W_u = 1.43 (683.65) + 1.73 (200) = 1297.11 \text{ Kg/ m}^2$.

= 1.29 ton/ m².

Assume slab is fixed at support point (ribs).

$$M_u = \left(\frac{W_u \times L^2}{12} \right)$$

$$M_u = \left(\frac{1.296 \times 0.4^2}{12} \right) = 0.017 \text{ ton.m, for 1 m wide strip.}$$

According to ACI (9.5.2.3).

$$f_r = 0.7 \sqrt{f'_c} (\text{MPa}) = 0.7 \sqrt{30} = 3.83 (\text{MPa}) = 38.3 (\text{Kg / cm}^2)$$

$$M_n = (f_r)(s)$$

$$s = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \times 8^2}{6} = 1066.7 \text{ cm}^3 \quad \dots\dots\dots \text{ For a rectangular X-section.}$$

= 0.65 for plain concrete.

$$M_n = 0.65 \cdot 3 \cdot (38.3)^3 \cdot (1066.7) = 26555.5 \text{ Kg.cm .}$$

= 0.266 ton.m

$$M_n = 0.266 \text{ ton.m} > M_u = 0.017 \text{ ton.m}$$

Reinforcement is not required for structural reasons.

∴ Provide Shrinkage & Temperature Reinforcement:

For $f_y = 400 \text{ Mpa}$, $\rho = (0.0018)$ from table.

= 0.0018

$$A_s = 0.0018(100)(8) = 1.44 \text{ cm}^2 / 1\text{m.}$$

Use 8 @ 20 cm on center both ways.

Provided $A_s = 2.5 \text{ cm}^2 / 1\text{m.}$

4.1.4 Rib Design (R1):

Using staad_pro program we get the envelope following moment values.

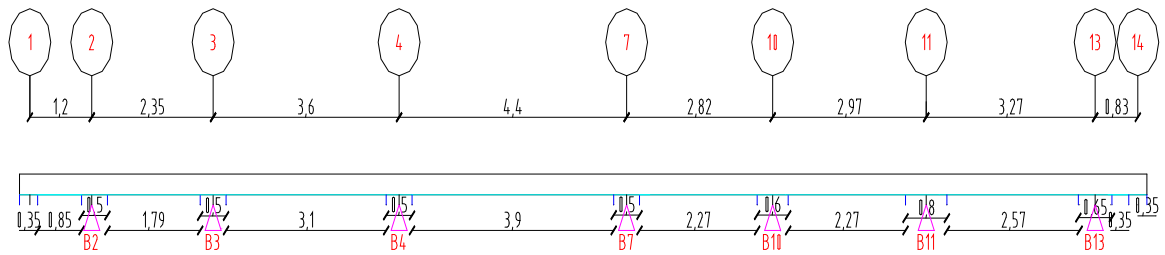


Fig. (4.1): Spans Length.

The maximum positive moment from exterior span with exterior support built integrally with spandrel beam or girder is

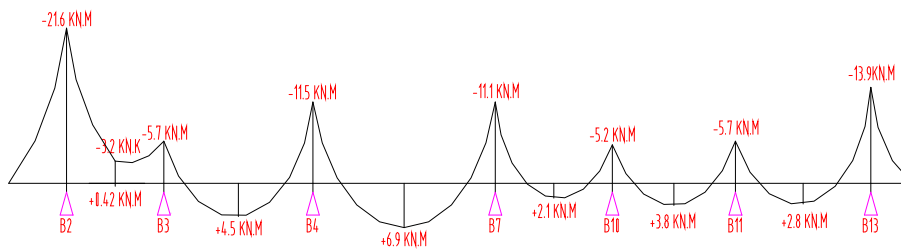


Fig. (4.2): Rib (R1) Moment Values

1- Design for Positive Moment:

This design for maximum positive moment. = + 6.9 KN.M. for 3.9 m span $M_{u \max}$

Effective Flange width (b_E) according to ACI code 8.10.2:

b_E for T- section is the smallest of the following:

$$b_E = L / 4 = 390 / 4 = 97.5 \text{ cm.}$$

$$b_E = b_w + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 \text{ cm.}$$

$$b_E = C/C = 52 \text{ cm.} \dots \dots \dots \text{ Control.}$$

Use maximum positive moment for all spans $M_{u \max} = + 6.9 \text{ kn.m.}$

$$M_n = \frac{6.9}{0.9} = 7.66 \text{ kN.m} = 0.78 \text{ ton.m}$$

Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

For $a = t = 8 \text{ cm}$

$$C = 0.85 f_c t b_E = 0.853 (0.3) 3 (8) 3 (52) = 106.8 \text{ ton}$$

$$d = h - Ct - (db / 2) = 25 - 2 - (1.2 / 2) = 22.4 \text{ cm}$$

$$M_n = T \text{ or } C (d - 0.5 a) = 106.8 3 (22.4 - 0.5 (8)) / 100 = 19.5 \text{ ton.m}$$

$$M_{\text{navailable}} = 19.5 \text{ ton.m} > M_{\text{nrequired}} = 0.78 \text{ ton.m}$$

Design as a rectangular with $b_E = 52 \text{ cm}$

$A_s \text{ max.} = \dots b d$

$$A_s \text{ max.} = 0.02443 (52) 3 (22.4) = 28.42 \text{ cm}^2 .$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d) \dots \dots \dots (\text{ACI-10.5.1})$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{30}}{4(400)} (12)(22.4) \geq \frac{1.4}{400} (12)(22.4)$$

$$A_s \text{ min} = 0.92 \geq 0.94$$

$$A_s \text{ min} = 0.94 \text{ cm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{400}{0.85(30)} = 15.7$$

$$R_n = M_n / b d^2$$

$$R_n = \frac{0.78 \times 10^5}{52 \times 22.4^2} = 2.99 \text{ Kg/ m}^2 .$$

$$= 0.299 \text{ MPa}.$$

$$\dots = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15.7} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 0.299}{400}} \right) = 0.000752$$

$$A_s = 0.000752 \times 52 \times 22.4 = 0.876 \text{ cm}^2 < A_s \text{ min} = 0.94 \text{ cm}^2 .$$

\therefore Use $A_s \text{ min} = 0.94 \text{ cm}^2$.

Use 2 10 mm , $A_s \text{ provided} = 1.57 \text{ cm}^2$.

2- Design for Negative Moment:

This design for maximum negative moment $M_{u \text{ max}} = -21.6 \text{ kn.m}$

Design of T-section for negative moment as rectangular section with ($b = b_w$).

The minimum reinforcement is determined according to ACI (10-5.2) as follows

$$M_n = \frac{21.6}{0.9} = 24 \text{ kn.m} = 2.44 \text{ ton.m}.$$

$$M = 15.7$$

$$R_n = \left(\frac{M_n}{b \times d^2} \right)$$

$$R_n = \left(\frac{2.44 \times 10^5}{12 \times 22.4^2} \right) = 40.5 \text{ Kg/ m}^2 .$$

$$= 4.05 \text{ Mpa}.$$

$$\dots = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right)$$

$$= \frac{1}{15.7} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 4.05}{400}} \right) = 0.011$$

$$A_s = 0.011(12)(22.4) = 2.95 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{2(fy)} (bw)(d) \leq \frac{\sqrt{fc'}}{4fy} (bf)(d) \geq \frac{1.4}{fy} (bf)(d) \dots\dots\dots (\text{ACI-10.5.2})$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{30}}{2(400)} (12)(22.4) \leq \sqrt{30}(52)(22.4)/(4 * 400) \geq \frac{1.4}{400} (52)(22.4)$$

$$A_s \text{ min} = 1.84 \leq 4.00 \geq 4.08$$

$$A_s \text{ min} = 1.84 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ req} = 2.95 \text{ cm}^2 > A_s \text{ min} = 1.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } 2 \quad 14 \text{ mm} \quad A_s \text{ provided} = 3.08 \text{ cm}^2$$

3-Design for shear:

This design for maximum shear $V_u \text{ max} = 3.15 \text{ ton}$.

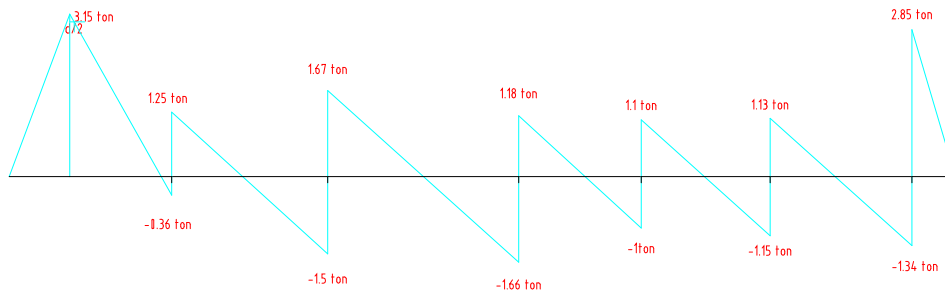


Fig (4.3) shear value

$V_u = 3.15$ ton. At $d/2$ from the face of support.

$$\Phi V_c = 0.85 \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6} \right) b d = 0.85 \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) (12)(3)(21) \left(\frac{10}{1000} \right) = 1.95 \text{ ton.}$$

$$\Phi V_c = 1.95 < V_u = 3.15 \text{ ton.}$$

According to category (3).

$$\Phi V_c < V_u < (\Phi V_c + \min \Phi V_s)$$

(Shear reinforcement is required)

Assume we use Φ 8 mm stirrups, area of Φ 8 mm bar $= 3.14(0.8)^2 44 = 0.5024 \text{ cm}^2$.

$$A_v = 2 \cdot 30.5024 = 1.01 \text{ cm}^2$$

The space between stirrups (S) is the smallest of:

$$d/2 = 21/2 = 10.5 \text{ cm.}$$

Or 60 cm.

Or $S = 3(A_v)(f_y)/b w$ Fy in MPa.

$$S = 3(1.01)(4)/12 = 101 \text{ cm}$$

$\therefore d/2 = 10.5 \text{ cm}$ is control, assume $S = 10 \text{ cm}$.

$$\Phi V_s \min = \Phi \left(\frac{A_v \times F_y \times d}{S} \right)$$

$$\Phi V_s \min = (0.85)(1.01)(4)(21)/10 = 7.21 \text{ ton.}$$

$$1.95 < 3.15 < (1.95 + 7.21)$$

Use Φ 8mm stirrups @ 10

4- Development Length :

L_d For bottom bars (10):

$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f_c'}} \quad d_b = \frac{400}{2\sqrt{30}} (1)(1)(1) (1) = 36.5 \text{ cm.}$$

L_a = Distance that the bar extend beyond center of support

$$L_a = 0$$

$$\frac{Mn}{V_u} + L_a \geq L_d$$

$$\frac{0.78}{1.66} + 0 \geq L_d = 36.5 \text{ cm.}$$

$$47 + 0 \geq 36.5 \text{ cm}$$

$$47 \text{ cm} \geq 36.5 \text{ cm} \quad \therefore \text{available embedment} > \text{Req.}$$

Table(4.1)all floor rib

Rib No.	Span Length (m)	Positive Steel				Negative Steel				Stirrups	
		Length (m)	Support	Length (m)	Support	Length (m)	Support	Length (m)	Support	Ø (mm)	Spacing (cm)
Rib 1	0.85	2Ø10	1.15	2Ø14	B2	2.40	Ø 8	10			
	1.8	2Ø10	2.1	2Ø12	B3	2.15	Ø 8	10			
	3.1	2Ø10	3.4	2Ø12	B4	2.85	Ø 8	10			
	3.9	2Ø10	4.2	2Ø12	B7	2.55	Ø 8	10			
	2.25	2Ø10	2.55	2Ø12	B10	2.10	Ø 8	10			
	2.25	2Ø10	2.55	2Ø12	B11	2.40	Ø 8	10			
	2.55	2Ø10	2.85	2Ø12	B13	2.30	Ø 8	10			
	0.35	2Ø10	0.65	2Ø12	B14		Ø 8	10			
Rib 2	3	2Ø10	3.3	2Ø12	B1	1.35	Ø 8	10			
	3.1	2Ø10	3.4	2Ø12	B3	2.50	Ø 8	10			
	4.6	2Ø10	4.9	2Ø12	B4	3.05	Ø 8	10			
	4.45	2Ø10	4.75	2Ø14	B8	3.55	Ø 8	10			
	2.45	2Ø10	2.8	2Ø12	B11	3.15	Ø 8	10			
				2Ø12	B13	1.55	Ø 8	10			

4.5 Shear wall design:

4.5.1 General definitions:

The horizontal force on shear wall is given by:

$$V = \frac{ZIC}{R_w} \times W$$

Where:

V=The design base shear.

W= Total dead load of the building, including partitions, and portions of other loads.

According to ACI 11.10.9.3

R_w =Numerical coefficient depends on the structural system. Values of R_w for concrete structure range from 4 to12 .Take $R_w =12$.

Z=Seismic zone factor=0.2for zone 2B.

I=Importance fact=1.0 depending upon occupancy category.

C=Coefficient based on site coefficient (S), and period of structure (T).

$$C = \frac{1.25S}{T^{2/3}} \leq 2.75$$

Where S depends on the soil profile type and equals 1.0 for rock-like or stiff soil.

The period T calculated according to:

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$

Where: h_n =Height of the structure above the base level.

$C_t =0.02$ for all reinforced concrete buildings.

The total design base shear V is distributed over the height of the structure according to equation:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

Where: F_t =The concentrated force applied at the tope of the structure.

$$F_t = 0.07TV.$$

The remaining portion of the base shear is distributed over the height of the structure including the top level, n, according to the expression:

$$F_x = (V - F_t)w_x h_x / \sum_{i=1}^n w_i h_i$$

Where w_x, w_i = Portion of W at x, i level.

h_x, h_i = Height to x, i level.

The design shear at any story, V_x , equals the sum of the forces, F_t and F_x above that story.

Horizontal shear reinforcement spacing shall not exceed:

$$S = \frac{A_v \times F_y \times d}{V_s}$$

Where $V_s = V_n - V_c$

$$S \leq \left(\frac{Lw}{5} \right)$$

$$S \leq 3h$$

$$S \leq 18'' = 500mm$$

Note: S minimum value controls

$$...h(\min) = 0.0025 \quad \text{ACI 11.10.9.2}$$

Vertical shear reinforcement spacing shall not exceed:

$$S \leq \left(\frac{Lw}{3} \right)$$

$$S \leq 3h$$

$$S \leq 18'' = 500mm$$

Note: S minimum value controls

...n of vertical shear reinforcement shall not be less than:

$$...n(\min) = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hw}{lw} \right) (...h - 0.0025)$$

$$...h(\min) = 0.0025 \quad \text{ACI 11.10.9.4}$$

Center of rigidity for wall is given by:

$$\Delta = \frac{4P(h/l)^3}{Et} + \frac{3P(h/l)}{Et}$$

E=Modulus of elasticity

T=Wall thickness.

P=1 KN.

The relative wall rigidity is given by:

$$R = \frac{1}{\Delta}$$

4.5.2 Calculation of dead loads for each

1. Ground floor dead load= W_{x0}

-Slab dead load:

Dead load of 1m² of slab=780.8 Kg/ m².

Slab area=409.25 m².

Slab dead load =780.8Kg/ m² *409.25 m²=320 ton.

-Columns dead load:

Columns number=38.

Column area=0.4m*0.25m=0.1 m².

Dead load of one column=2500Kg/ m³*0.1 m²*(3.5/2+2.75/2) m=0.8 ton.

Columns dead load=38*0.8 ton=30 ton.

-External walls dead load:

Dead load of 1m² of wall=2500Kg/ m³*0.3m=0.75 ton/ m².

External wall area=114.14 m².

External walls dead load =0.75 ton/ m²*114.14 m²=86 ton.

$$W_{x0} = 320 + 30 + 86 = 436 \text{ ton.}$$

2. First floor dead load = W_{x1}

$$\text{Slab dead load} = 780.8 \text{ Kg/m}^2 * 409.25 \text{ m}^2 = 320 \text{ ton.}$$

$$\text{Columns dead load} = 38 (2500 \text{ Kg/m}^3 * 0.1 \text{ m}^2 * 2 * 1.375 \text{ m}) = 26 \text{ ton.}$$

$$\text{External walls dead load} = 0.75 \text{ ton/m}^2 * 2 * 114.14 \text{ m}^2 = 171 \text{ ton.}$$

$$W_{x1} = 320 + 26 + 171 = 517 \text{ ton.}$$

3. Second floor dead load = W_{x2}

$$W_{x2} = W_{x1} = 517 \text{ ton.}$$

4. Third floor dead load = W_{x3}

$$W_{x3} = W_{x2} = W_{x1} = 517 \text{ ton.}$$

5. Fourth floor dead load = W_{x4}

$$\text{Slab dead load} = 780.8 \text{ Kg/m}^2 * 409.25 \text{ m}^2 = 320 \text{ ton.}$$

$$\text{Columns dead load} = 38 (2500 \text{ Kg/m}^3 * 0.1 \text{ m}^2 * 1.375 \text{ m}) = 13 \text{ ton.}$$

$$\text{External walls dead load} = 0.75 \text{ ton/m}^2 * 114.14 \text{ m}^2 = 86 \text{ ton.}$$

$$W_{x4} = 320 + 13 + 86 = 419 \text{ ton.}$$

So:

$$W = W_{x0} + W_{x1} + W_{x2} + W_{x3} + W_{x4}$$

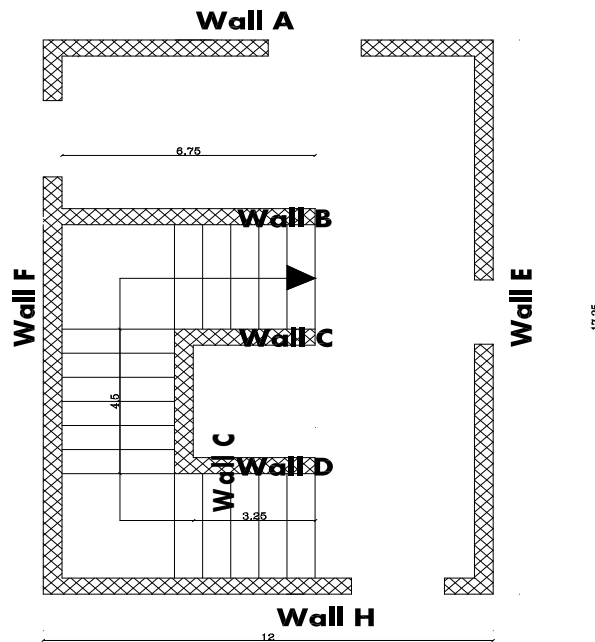
$$W = 436 + 517 + 517 + 517 + 419 = 2406 \text{ ton.}$$

4.5.3 Calculation of shear forces on shear walls

$$V = \frac{ZIC}{R_w} \times W$$

$$W = 2406 \text{ ton.}$$

$$C = \frac{1.25S}{T^{2/3}}$$



Fig(4.15) main stairs shear wall.

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$

$$T = 0.02(15.75 * 3.23 \text{ ft})^{3/4} = 0.381.$$

$$C = (1.25 * 1) / 0.381 = 3.21$$

Select $C = 2.75$.

$$V = (0.2 * 1 * 2.75 * 2406) / 12 = 110.3 \text{ ton.}$$

$$F_x = (V - F_t) w_x h_x / \sum_{i=1}^n w_i h_i$$

$$F_t = 0.07TV.$$

$$F_t = 0.07 * 0.381 * 313 = 3 \text{ ton.}$$

$$\sum_{i=1}^n w_i h_i = 436 * 3.5 + 3 * 3(517) + 419 * 3 = 7436 \text{ ton.}$$

$$F_{x0} = [(110.3 - 3) * 436 * 3] / 7436 = 19 \text{ ton. Shear force at ground floor}$$

$$F_{x1} = [(110.3 - 3) * 517 * 3] / 7436 = 22 \text{ ton. Shear force at first floor}$$

$$F_{x2} = F_{x3} = F_{x1} = 22 \text{ ton. Shear force at first, second and third floor}$$

$$F_{x4} = [(110.3 - 3) * 419 * 3] / 7436 = 18 \text{ ton.}$$

$$\text{Total force at the top of fifth story} = F_{x4} = 18 \text{ ton} + 3 \text{ ton} = 21 \text{ ton}$$

Center of rigidity calculations:

1-Wall A

Lw=4.8m ,t=20cm ,h=3m(wall height).

$$E = 470 \sqrt{f_c'} = 2574.3 \text{ MPa.}$$

$$\Delta_A = \frac{4 * 1(3 / 4.8)^3}{2574.3 * 20} + \frac{3 * 1(3 / 4.8)}{2574.3 * 20} = 5.5 * 10^{-6} \text{ m.}$$

$$R_A = \frac{1}{5.5 * 10^{-6}} = 181818.2 \text{ m}^{-1}.$$

2-Wall B

$$\Delta_B = 17.2 * 10^{-6} \text{ m} , R_B = 58139.5 \text{ m}^{-1}.$$

3-Wall C

$$\Delta_C = 73.9 * 10^{-6} \text{ m} , R_C = 13531.8 \text{ m}^{-1}.$$

4-Wall D

$$\Delta_D = 73.9 * 10^{-6} \text{ m} , R_D = 13531.8 \text{ m}^{-1}.$$

5-Wall E

$$\Delta_E = 3.1 * 10^{-6} \text{ m} , R_E = 322580.6 \text{ m}^{-1}.$$

6-Wall F

$$\Delta_F = 3.1 * 10^{-6} \text{ m} , R_F = 322580.6 \text{ m}^{-1}.$$

7-Wall G

$$\Delta_G = 45.7 * 10^{-6} \text{ m} , R_G = 21881.8 \text{ m}^{-1}.$$

Ratio calculation for each wall:

$$W_A = R_A / (R_A + R_B + R_C + R_D + R_H) = 0.41$$

$$W_B = R_B / (R_A + R_B + R_C + R_D + R_H) = 0.13.$$

$$W_C = R_C / (R_A + R_B + R_C + R_D + R_H) = 0.03.$$

$$W_D = R_D / (R_A + R_B + R_C + R_D + R_H) = 0.03.$$

$$W_E = R_E / (R_E + R_F + R_G) = 0.48.$$

$$W_F = R_F / (R_E + R_F + R_G) = 0.48.$$

$$W_G = R_G / (R_E + R_F + R_G) = 0.03.$$

$$W_H = R_H / (R_A + R_B + R_C + R_D + R_H) = 0.41$$

4.5.4 Main Stairs Shear Wall Design:

1. First Floor

Shear wall (A) design:

Horizontal reinforcement:

$$f_c' = 30 \text{ MPa.}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa.}$$

h=20 cm. Shear wall thickness.

Lw=4.8 m. shear wall width

hw=3 m. Story height.

$$V_u = 0.41 * 150 \text{ ton} = 615 \text{ KN.}$$

$$V_n = 615 / 0.85 = 723.5 \text{ KN}$$

$$d = 0.8 * Lw = 0.8 * 4.8 = 3.84 \text{ m.}$$

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times h \times d$$

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{30}}{6} \times 200 \text{ mm} \times 3840 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = 701.1 \text{ KN}$$

$$V_s = V_n - V_{c1}$$

$$V_s = 723.5 - 701.1 = 22.4 \text{ KN.}$$

$$\frac{A_{vh}}{S_2} = \frac{V_s}{f_y * d} = \frac{22.4 \text{ KN}}{400 \text{ N/mm}^2 * 3840 \text{ mm}} = 0.0000146 \text{ m.}$$

$$\frac{A_{vh}}{S_2} = 0.0025 * h = 0.0025 * 20 \text{ cm} = 0.0005 \text{ m} > 0.000913 \text{ m.}$$

$$S_2 = Lw/5 = 4.8 \text{ m}/5 = 960 \text{ mm.}$$

$$S_2 = 3 * h = 3 * 20 \text{ cm} = 600 \text{ mm.}$$

$$S_2 = 500 \text{ mm controls.}$$

$$\text{Use } 2 \quad 10 = 1.58 \text{ cm}^2.$$

$$S_2 = 1.58 \text{ cm}^2 / 0.0005 \text{ m} = 316 \text{ mm} < 500 \text{ mm. OK}$$

$$\text{Use } 10 @ 30 \text{ cm C/C.}$$

Vertical reinforcement:

$$A_{vn} = [0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{hw}{Lw}) (\frac{A_{vh}}{S_2 * h} - 0.0025)] S_1 * h$$

$$S_1 = 4.8 \text{ m} / 3 = 1600 \text{ mm.}$$

$$S_1 = 3 * 0.2 \text{ m} = 600 \text{ mm.}$$

$$S_1 = 500 \text{ mm. controls}$$

$$A_{vn} = [0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{3 \text{ m}}{4.8 \text{ m}}) (\frac{1.58 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} * 20 \text{ cm}} - 0.0025)] 30 \text{ cm} * 20 \text{ cm}$$

$$A_{vn} = 1.575 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Use } 2 \quad 10 = 1.58 \text{ cm}^2.$$

$$S_1 = 1.58 \text{ cm}^2 / 0.0005 \text{ m} = 316 \text{ mm} < 500 \text{ mm.}$$

$$\text{Use } 10 @ 30 \text{ cm C/C.}$$

Design of moment:

$$A_s = 4.8\text{m} / 0.3\text{m} * 2 * 0.79\text{cm}^2 = 0.00253\text{m}^2.$$

$$\frac{Z}{L_w} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 S_1 * f_{c'} * L_w * h}{A_s * f_y}} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 * 0.85 * 30\text{N} / \text{mm}^2 * 4.8\text{m} * 0.2\text{m}}{0.00253\text{m}^2 * 400\text{N} / \text{mm}^2}} = 0.044.$$

$$M_u = (0.5 * A_s * f_y * L_w (1 - \frac{Z}{L_w}))$$

$$M_u = 0.9 * 0.5 * 0.00253 \text{ m}^2 * 400\text{N} / \text{mm}^2 * 4.8\text{m} (1 - 0.044) = 2089.7 \text{ KN.m.}$$

$$M_u \text{ (at wall A)} = 0.41 * 1443 \text{ ton.m} = 5916.3 \text{ KN.m.}$$

$$M_u = 5916.3 - 2089.7 = 3826.6 \text{ KN.m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u / \Phi}{f_y (L_w - C_w)} = \frac{3826.6 \text{ KN.m} / 0.9}{400\text{N} / \text{mm}^2 (4.8\text{m} - 0.2\text{m})} = 23.1 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 23.1 + 1.58 = 24.68 \text{ cm}^2.$$

Use 10 18 within the first 30 cm of the wall.

Shear wall (B) design:**Horizontal reinforcement:**

$$L_w = 2.7 \text{ m. Shear wall width}$$

$$V_u = 0.13 * 150 \text{ ton} = 195 \text{ KN.}$$

$$V_n = 195 / 0.85 = 229.4 \text{ KN}$$

$$d = 0.8 * L_w = 0.8 * 2.7 = 2.16 \text{ m.}$$

$$V_n < V_{c1}$$

∴ No shear reinforcement required

∴ Provide minimum shear reinforcement

$$\min = 0.0025 \quad \text{ACI-11.10.9.2}$$

$$\frac{A_{vh}}{S_2} = 0.0025 * h = 0.0025 * 20\text{cm} = 0.0005 \text{ m}$$

$$S_2 = L_w / 5 = 2.7\text{m} / 5 = 540 \text{ mm.}$$

$$S_2 = 3 * h = 3 * 20\text{cm} = 600 \text{ mm.}$$

$$S_2 = 500 \text{ mm controls.}$$

Use 2 10=1.58 cm².

$$S_2 = 1.58 \text{ cm}^2 / 0.0005 \text{ m} = 316 \text{ mm} < 500 \text{ mm. OK}$$

Use 10 @30cm C/C.

Vertical reinforcement:

$$S_1 = 2.7 \text{ m} / 3 = 900 \text{ mm.}$$

$$S_1 = 3 * 0.2 \text{ m} = 600 \text{ mm.}$$

$$S_1 = 500 \text{ mm. controls}$$

$$A_{Vn} = [0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{3m}{2.7m}) (\frac{1.58 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} * 20 \text{ cm}} - 0.0025)] 30 \text{ cm} * 20 \text{ cm}$$

$$A_{Vn} = 1.56 \text{ cm}^2.$$

Use 2 10=1.58 cm².

$$S_1 = 1.58 \text{ cm}^2 / 0.0005 \text{ m} = 316 \text{ mm} < 500 \text{ mm.}$$

Use 10 @30cm C/C.

Design of moment:

$$A_s = 2.7 \text{ m} / 0.3 \text{ m} * 2 * 0.79 \text{ cm}^2 = 0.00142 \text{ m}^2.$$

$$\frac{Z}{Lw} = 0.044.$$

$$M_u = 0.9 * 0.5 * 0.00142 \text{ m}^2 * 400 \text{ N/mm}^2 * 2.7 \text{ m} (1 - 0.044) = 659.8 \text{ KN.m.}$$

$$M_u \text{ (at wall B)} = 0.13 * 1443 \text{ ton.m} = 1875.9 \text{ KN.m.}$$

$$M_u = 1875.9 - 659.8 = 1216.1 \text{ KN.m.}$$

$$A_{st} = \frac{1216.1 \text{ KN.m} / 0.9}{400 \text{ N/mm}^2 (2.7 \text{ m} - 0.2 \text{ m})} = 13.5 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 13.5 + 1.58 = 15.08 \text{ cm}^2.$$

Use 6 18 within the first 30 cm of the wall.

Shear wall (C) design:

Horizontal reinforcement:

Lw=1.5 m. Shear wall width

$$V_u = 0.03 * 150 \text{ ton} = 45 \text{ KN.}$$

$$V_n = 45 / 0.85 = 53 \text{ KN}$$

$$d=0.8*L_w=0.8*1.5=1.2 \text{ m.}$$

$$V_n < V_{c1}$$

∴ No shear reinforcement required

∴ Provide minimum shear reinforcement

$$\min = 0.0025 \quad \text{ACI-11.10.9.2}$$

$$\frac{A_{vh}}{S_2} = 0.0025 * h = 0.0025 * 20 \text{ cm} = 0.0005 \text{ m}$$

$$S_2 = L_w / 5 = 1.5 \text{ m} / 5 = 300 \text{ mm. Controls}$$

$$S_2 = 3 * h = 3 * 20 \text{ cm} = 600 \text{ mm.}$$

$$S_2 = 500 \text{ mm controls.}$$

$$\text{Use } 2 \quad 10 = 1.58 \text{ cm}^2.$$

$$S_2 = 1.58 \text{ cm}^2 / 0.0005 \text{ m} = 316 \text{ mm} > 300 \text{ mm.}$$

$$\text{Use } 10 @ 30 \text{ cm C/C.}$$

Vertical reinforcement:

$$S_1 = 1.5 \text{ m} / 3 = 500 \text{ mm.}$$

$$S_1 = 3 * 0.2 \text{ m} = 600 \text{ mm.}$$

$$S_1 = 500 \text{ mm. controls}$$

$$A_{vn} = [0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{3 \text{ m}}{1.5 \text{ m}})] (\frac{1.58 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} * 20 \text{ cm}} - 0.0025) 30 \text{ cm} * 20 \text{ cm}$$

$$A_{vn} = 1.52 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Use } 2 \quad 10 = 1.58 \text{ cm}^2.$$

$$S_1 = 1.58 \text{ cm}^2 / 0.0005 \text{ m} = 316 \text{ mm} < 500 \text{ mm.}$$

$$\text{Use } 10 @ 30 \text{ cm C/C.}$$

Design of moment:

$$A_s = 1.5\text{m}/0.3\text{m} * 2 * 0.79\text{cm}^2 = 0.00079\text{m}^2.$$

$$\frac{Z}{L_w} = 0.044.$$

$$M_u = 0.9 * 0.5 * 0.00079\text{m}^2 * 400\text{N/mm}^2 * 1.5\text{m}(1 - 0.044) = 204\text{KN.m.}$$

$$M_u \text{ (at wall C)} = 0.03 * 1443 \text{ ton.m} = 432.9\text{KN.m.}$$

$$M_u = 432.9 - 204 = 228.9 \text{ KN.m.}$$

$$A_{st} = \frac{228.9\text{KN.m} / 0.9}{400\text{N} / \text{mm}^2 (1.5\text{m} - 0.2\text{m})} = 4.9\text{cm}^2.$$

$$A_{st} = 4.9 + 1.58 = 6.48 \text{ cm}^2.$$

Use 4 18 within the first 30 cm of the wall.

Shear wall (D) design:

The same as wall C

Shear wall (E) design:**Horizontal reinforcement:**

$L_w = 6.9$ m. shear wall width

$$V_u = 0.48 * 150\text{ton} = 720 \text{ KN.}$$

$$V_n = 720 / 0.85 = 847.1 \text{ KN}$$

$$d = 0.8 * L_w = 0.8 * 6.9 = 5.52 \text{ m.}$$

$$V_s = 847.1 - 701.1 = 146 \text{ KN.}$$

$$\frac{A_{vh}}{S_2} = \frac{V_s}{f_y * d} = \frac{146}{400 * 5520} = 0.0000661 \text{ m.}$$

$$\frac{A_{vh}}{S_2} = 0.0025 * h = 0.0025 * 20\text{cm} = 0.0005 \text{ m} > 0.0000661 \text{ m.}$$

$$S_2 = L_w / 5 = 6.9\text{m} / 5 = 1380 \text{ mm.}$$

$$S_2 = 3 * h = 3 * 20\text{cm} = 600 \text{ mm.}$$

$$S_2 = 500 \text{ mm controls.}$$

$$\text{Use } 2 \quad 10 = 1.58 \text{ cm}^2.$$

$$S_2 = 1.58 \text{ cm}^2 / 0.0005 \text{ m} = 316 \text{ mm} < 500 \text{ mm. OK}$$

Use 10 @ 30cm C/C.

Vertical reinforcement:

$$S_1 = 6.9 \text{ m} / 3 = 2300 \text{ mm.}$$

$$S_1 = 3 * 0.2 \text{ m} = 600 \text{ mm.}$$

$$S_1 = 500 \text{ mm. controls}$$

$$A_{Vn} = [0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{3m}{6.9m}) (\frac{1.58 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} * 20 \text{ cm}} - 0.0025)] 30 \text{ cm} * 20 \text{ cm}$$

$$A_{Vn} = 1.58 \text{ cm}^2.$$

Use 2 10 = 1.58 cm².

$$S_1 = 1.58 \text{ cm}^2 / 0.0005 \text{ m} = 316 \text{ mm} < 500 \text{ mm.}$$

Use 10 @ 30cm C/C.

Design of moment:

$$A_s = 6.9 \text{ m} / 0.3 \text{ m} * 2 * 0.79 \text{ cm}^2 = 0.00363 \text{ m}^2.$$

$$\frac{Z}{Lw} = 0.044.$$

$$M_u = 0.9 * 0.5 * 0.00363 \text{ m}^2 * 400 \text{ N/mm}^2 * 6.9 \text{ m} (1 - 0.044) = 4310.1 \text{ KN.m.}$$

$$M_u \text{ (at wall E)} = 0.48 * 1443 \text{ ton.m} = 6926.4 \text{ KN.m.}$$

$$M_u = 6926.4 - 4310.1 = 2616.3 \text{ KN.m.}$$

$$A_{st} = \frac{2616.3 \text{ KN.m} / 0.9}{400 \text{ N/mm}^2 (6.9 \text{ m} - 0.2 \text{ m})} = 10.8 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 10.8 + 1.58 = 12.38 \text{ cm}^2.$$

Use 6 18 within the first 30 cm of the wall.

Shear wall (F) design:

The same as wall E

Shear wall (G) design:

Horizontal reinforcement:

$L_w = 1.8$ m. shear wall width

$V_u = 0.03 * 150 \text{ ton} = 45$ KN.

$V_n = 45 / 0.85 = 53$ KN

$d = 0.8 * L_w = 0.8 * 1.8 = 1.44$ m.

$$V_n < V_{c1}$$

∴ No shear reinforcement required

∴ Provide minimum shear reinforcement

$$\min = 0.0025 \quad \text{ACI-11.10.9.2}$$

$$\frac{A_{vh}}{S_2} = 0.0025 * h = 0.0025 * 20 \text{ cm} = 0.0005 \text{ m}$$

$$S_2 = L_w / 5 = 1.8 \text{ m} / 5 = 360 \text{ mm. Controls}$$

$$S_2 = 3 * h = 3 * 20 \text{ cm} = 600 \text{ mm.}$$

$$S_2 = 500 \text{ mm.}$$

$$\text{Use } 2 \quad 10 = 1.58 \text{ cm}^2.$$

$$S_2 = 1.58 \text{ cm}^2 / 0.0005 \text{ m} = 316 \text{ mm} < 360 \text{ mm.}$$

$$\text{Use } 10 @ 30 \text{ cm C/C.}$$

Vertical reinforcement:

$$S_1 = 1.8 \text{ m} / 3 = 600 \text{ mm.}$$

$$S_1 = 3 * 0.2 \text{ m} = 600 \text{ mm.}$$

$$S_1 = 500 \text{ mm. controls}$$

$$A_{vn} = [0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{3 \text{ m}}{1.8 \text{ m}})] (\frac{1.58 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} * 20 \text{ cm}} - 0.0025)] 30 \text{ cm} * 20 \text{ cm}$$

$$A_{vn} = 1.53 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Use } 2 \quad 10 = 1.58 \text{ cm}^2.$$

$$S_1 = 1.58 \text{ cm}^2 / 0.0005 \text{ m} = 316 \text{ mm} < 500 \text{ mm.}$$

Use 10 @30cm C/C.

Design of moment:

$$A_s = 1.8\text{m}/0.3\text{m} * 2 * 0.79\text{cm}^2 = 0.00095\text{m}^2.$$

$$\frac{Z}{L_w} = 0.044.$$

$$M_u = 0.9 * 0.5 * 0.00095\text{m}^2 * 400\text{N/mm}^2 * 1.8\text{m}(1 - 0.044) = 294.3 \text{ KN.m.}$$

$$M_u \text{ (at wall G)} = 0.03 * 1443 \text{ ton.m} = 433\text{KN.m.}$$

$$M_u = 433 - 294.3 = 138.7\text{KN.m.}$$

$$A_{st} = \frac{138.7\text{KN.m} / 0.9}{400\text{N} / \text{mm}^2 (1.8\text{m} - 0.2\text{m})} = 2.4 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 2.4 + 1.58 = 4 \text{ cm}^2.$$

Use 2 18 within the first 30 cm of the wall.

Shear wall (H) design:

The same as wall A

Note: shear wall design for the remaining floors are the same .

4.5.5 Shear wall base design:

Main Stairs Shear Wall Base Design:

Service loads on the base:

$$DL = 397 \text{ ton}$$

$$LL = 83 \text{ ton}$$

$$A_{req} = \left(\frac{DL + LL}{q_{all}} \right)$$

$$A_{req} = \left(\frac{397 \text{ ton} + 83 \text{ ton}}{35 \text{ ton} / \text{m}^2} \right) = 13.7 \text{ m}^2$$

By adding 30 cm around wall sides:

Use:

$$A = 5.4 \text{ m} \times 7.5 \text{ m} = 40.5 \text{ m}^2$$

$$W_u = 1.4DL + 1.7LL$$

$$W_u = 1.4 \times 397 + 1.7 \times 83$$

$$W_u = 697 \text{ ton}$$

$$q_{net} = \left(\frac{W_u}{A_{pro}} \right)$$

$$q_{net} = \left(\frac{697 \text{ ton}}{40.5 \text{ m}^2} \right) = 17.2 \text{ ton} / \text{m}^2$$

For 1 m wide strip:

$$q_{net} = 17.2 \text{ ton} / \text{m}^2 \times 1 \text{ m} = 17.2 \text{ ton} / \text{m}$$

Depth calculation to satisfy shear strength:

From shear envelop $V_u = 57.62 \text{ ton}$

$$\Phi V_c = V_u$$

$$V_u = 47.8 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = (0.85) \frac{1}{6} \sqrt{30} (100\text{cm})(d) = 0.0778 \text{ton/mm} * d$$

$$77.59 \text{ton/mm} * d = 57.62 \text{ton}$$

$$d = 74 \text{cm}$$

$$\therefore H = 80 \text{ cm}$$

Design for bending moment:

$$M_u = 96.5 \text{ ton.m}$$

$$M_n = 96.5/0.9 = 107.2 \text{ ton.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{107.2 \text{ton.m}}{100\text{cm} \times (74\text{cm})^2} = 195.8 \text{ ton/m}^2$$

$$\dots = 0.0051 > \dots_{\min} = 0.0033$$

$$A_s = 0.0051 (100) (74) = 37.74 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } 28 @ 15 \text{ cm} \quad A_s = 42.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

(Use similar steel for the other face)

In the other direction provide shrinkage and temperature reinforcement.

$$\dots = 0.0018$$

$$A_s = (b)(H)$$

$$A_s = 0.0018 (100)(80)$$

$$A_s = 14.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Use } 18 @ 20 \text{ cm} = 15 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{In two layers})$$

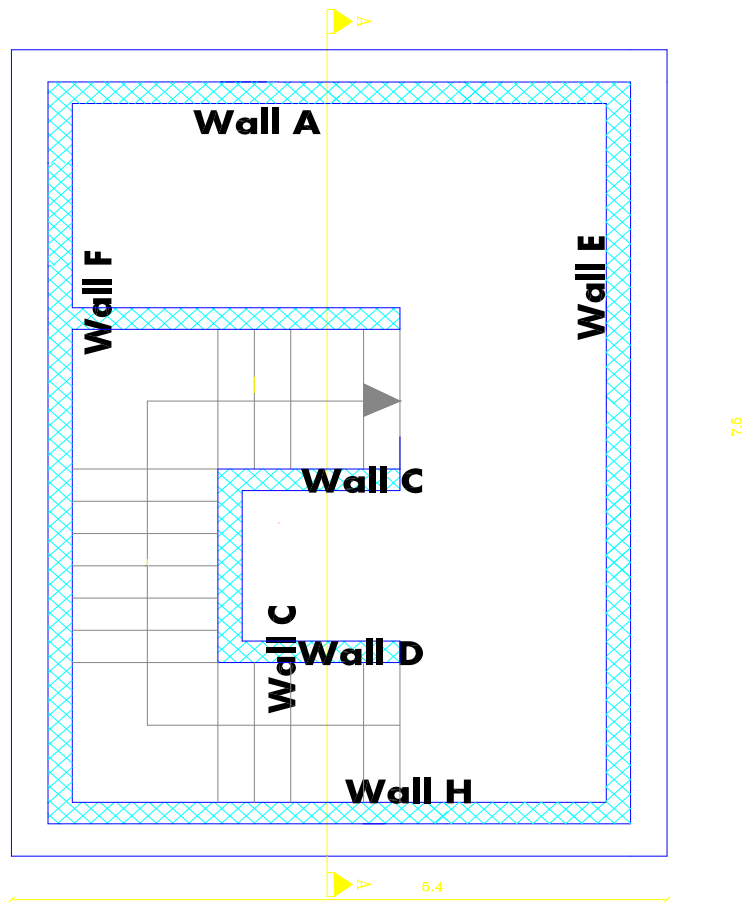
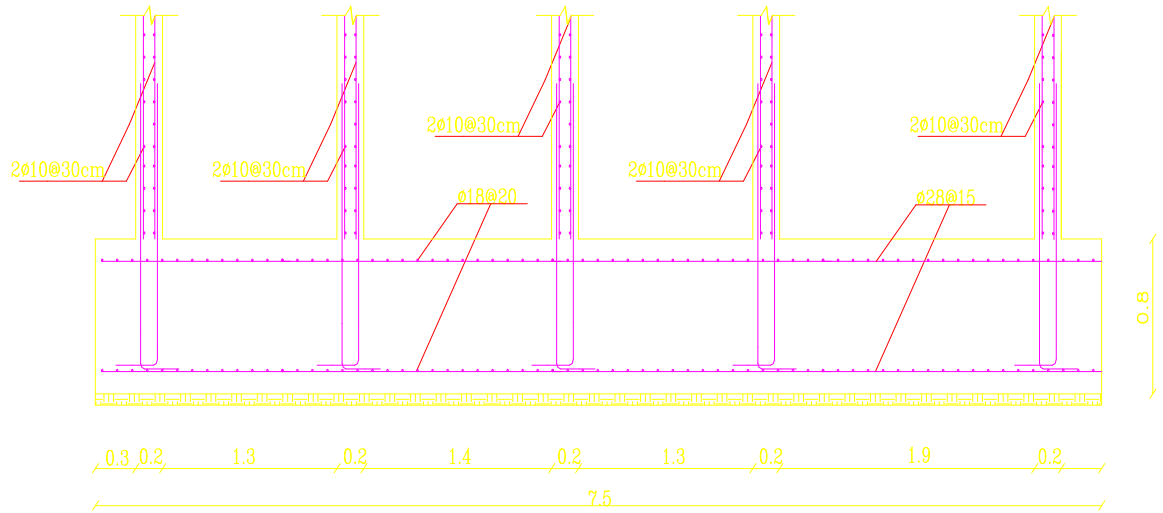


Fig. (4.16): Section in shear wall base.



Section A-A

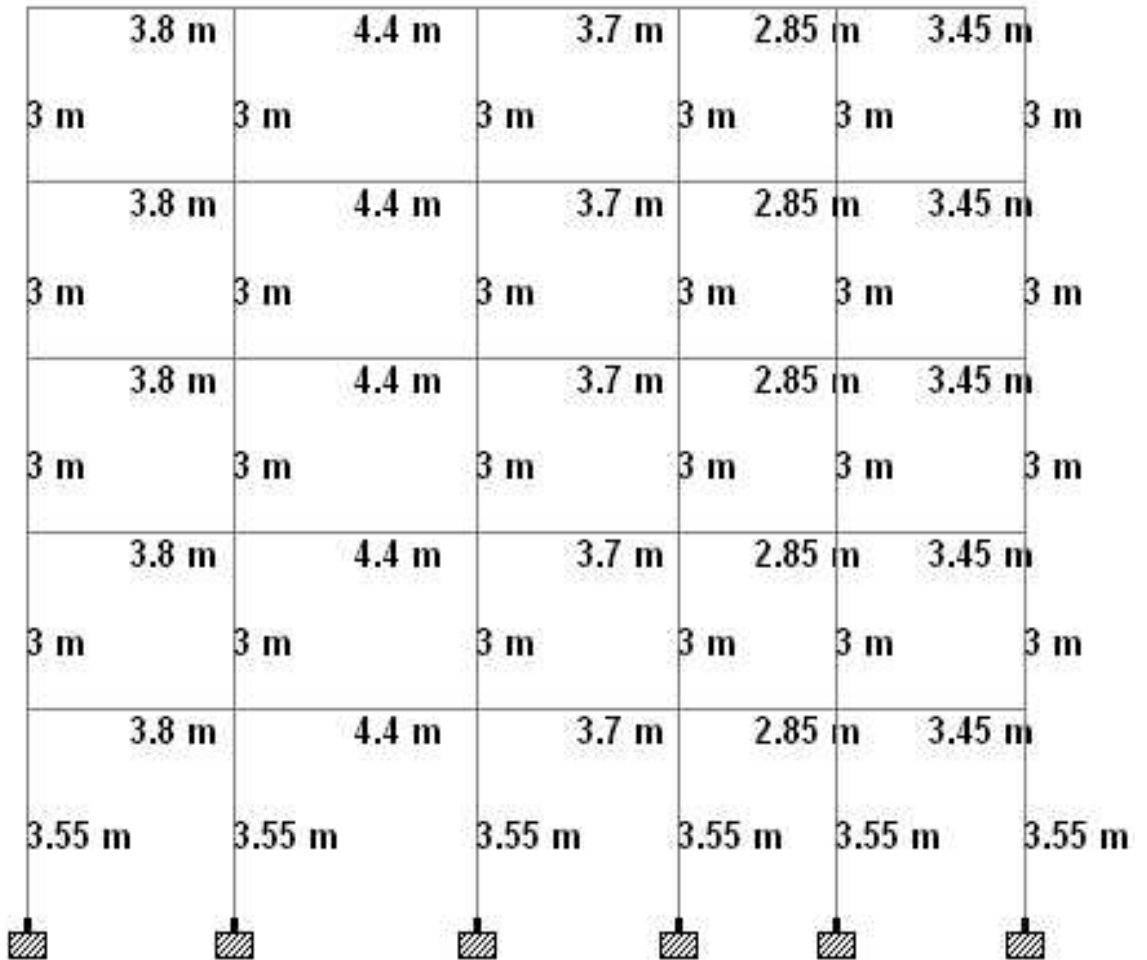
Fig. (4.17): Detailed section for shear wall base.

List of Abbreviations

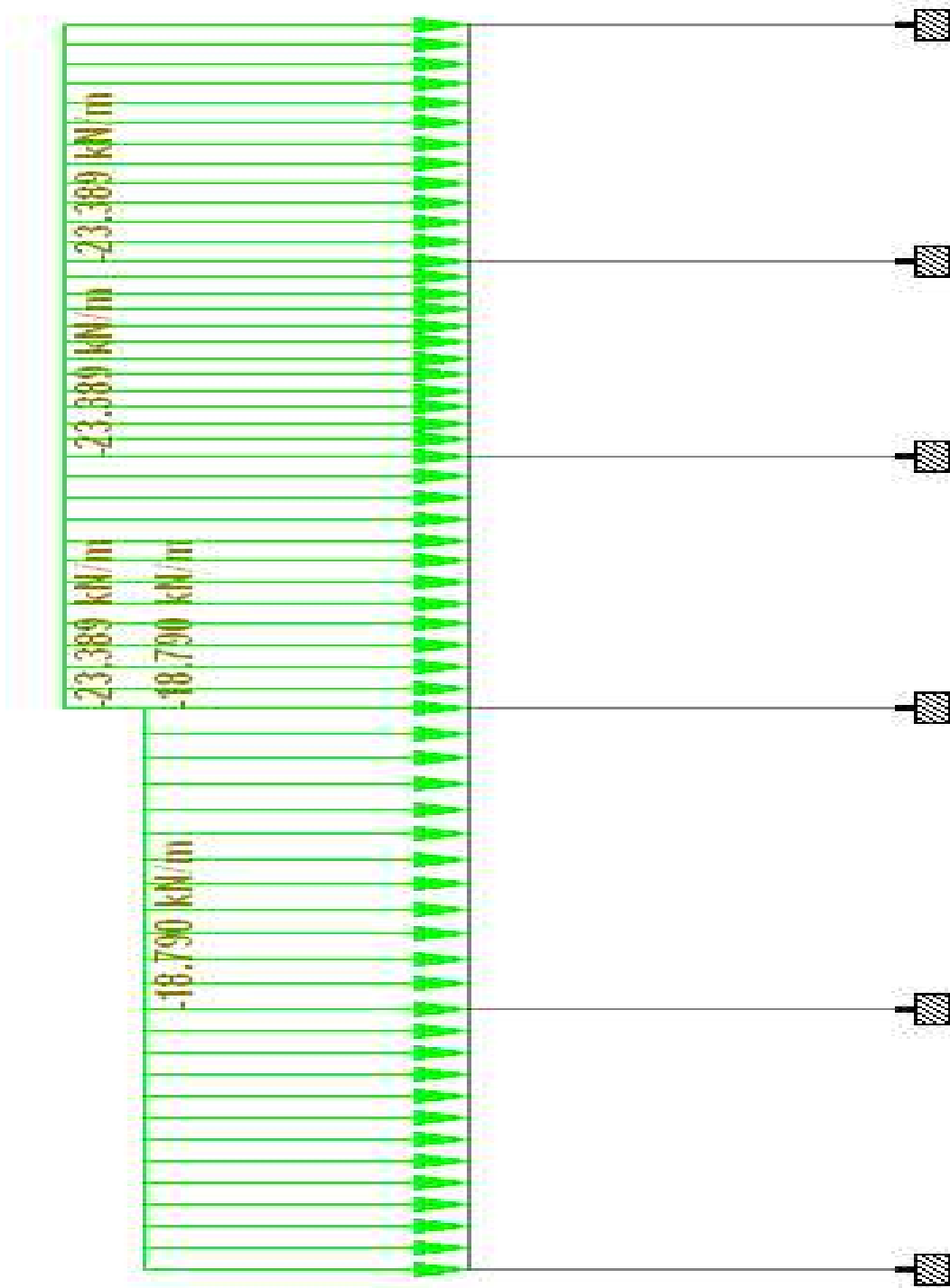
- **A_c** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **A_s** = area of nonprestressed tension reinforcement.
- **A_g** = gross area of section.
- **A_v** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **A_t** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **E_c** = modulus of elasticity of concrete.
- **F_y** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **I** = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.
- **L_n** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- **L_d** = development length.
- **M** = bending moment.
- **M_u** = factored moment at section.
- **M_n** = nominal moment.

- **P_n** = nominal axial load.
- **S** = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **T_c** = nominal torsional concrete moment strength provided by concrete.
- **T_n** = nominal torsional moment strength.
- **T_s** = nominal torsional moment strength provided by torsion reinforcement.
- **V_c** = nominal shear strength provided by concrete.
- **V_n** = nominal shear stress.
- **V_s** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **V_u** = factored shear force at section.
- **W_c** = weight of concrete. (Kg/m³).
- **W** = width of beam or rib.
- **W_u** = factored load per unit area.
- **φ** = strength reduction factor.

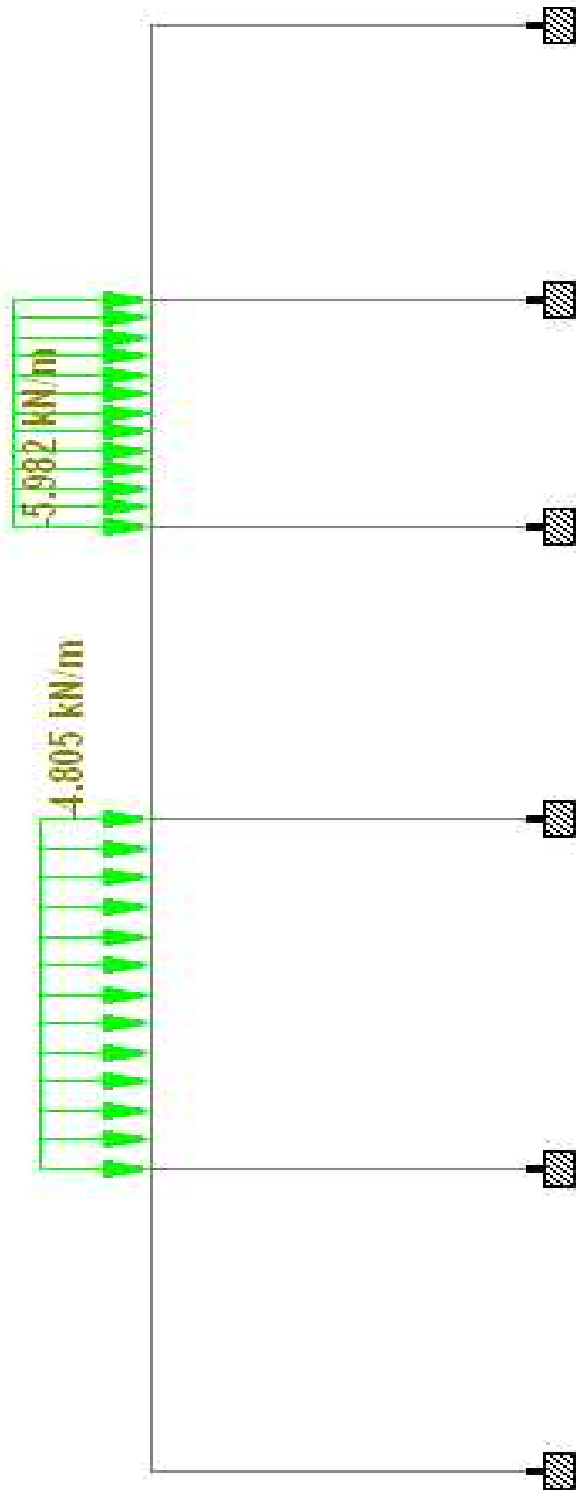
Fram of beam B4 dimension



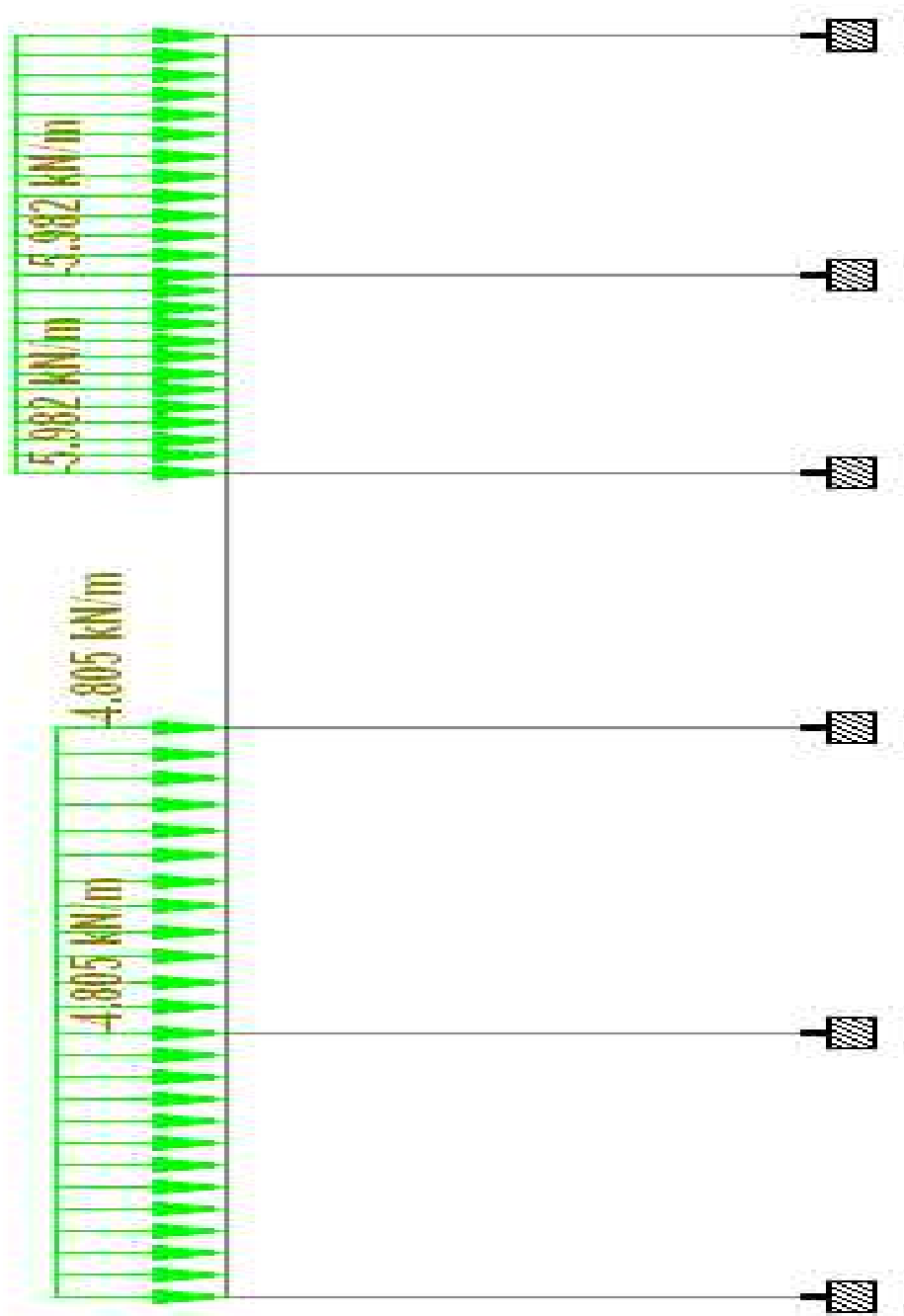
Case 1:



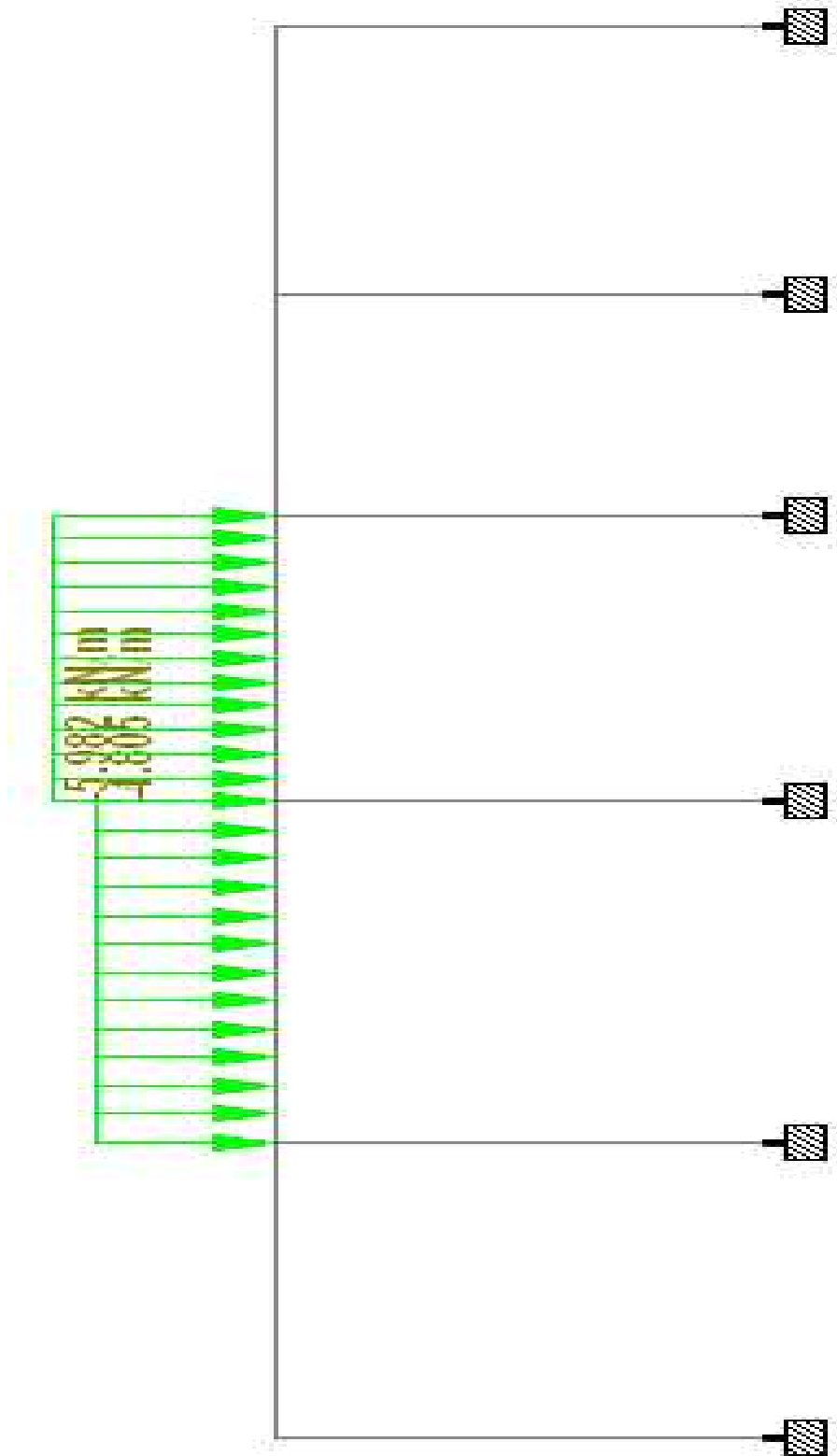
case 2:



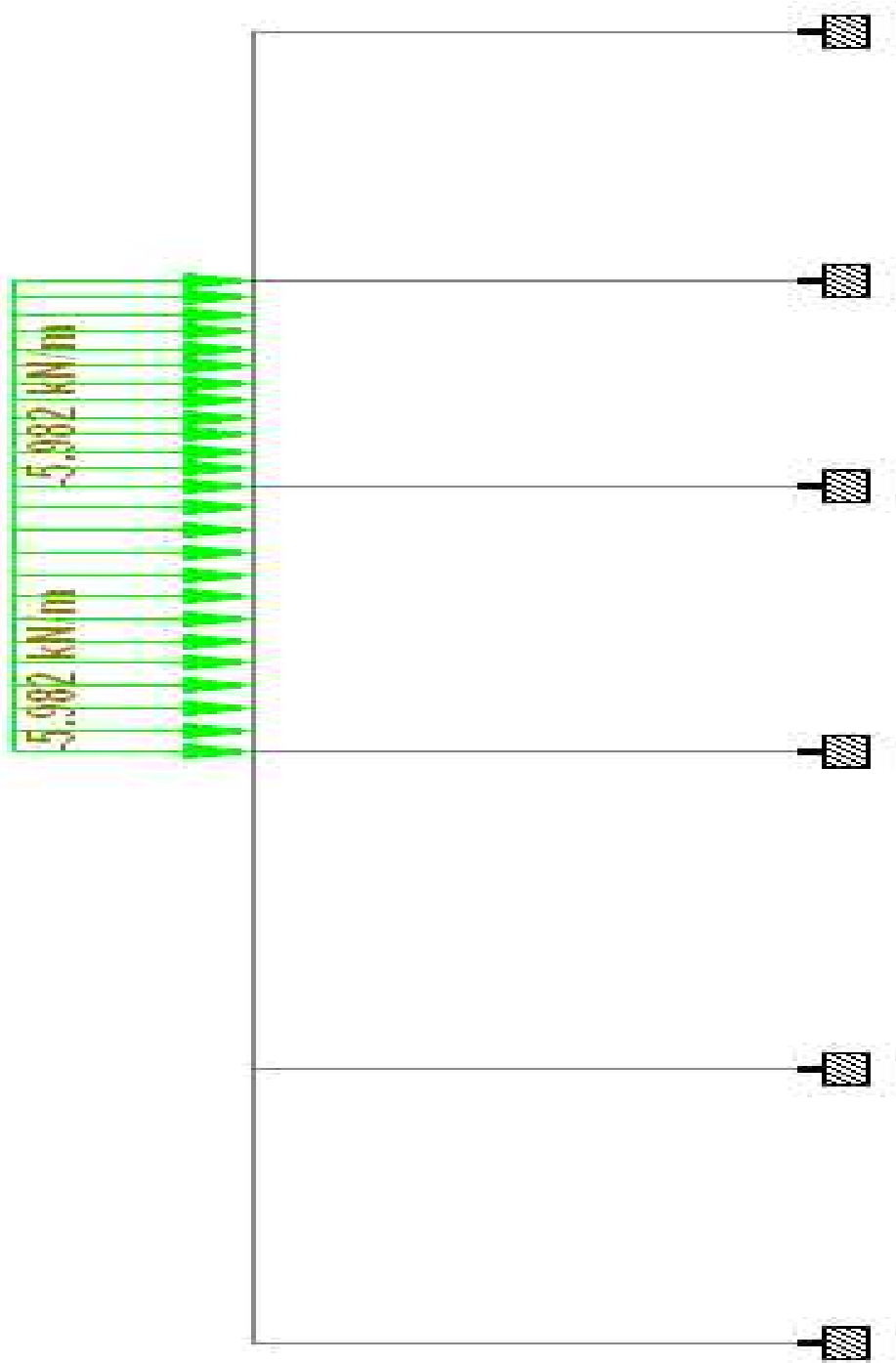
case 3:



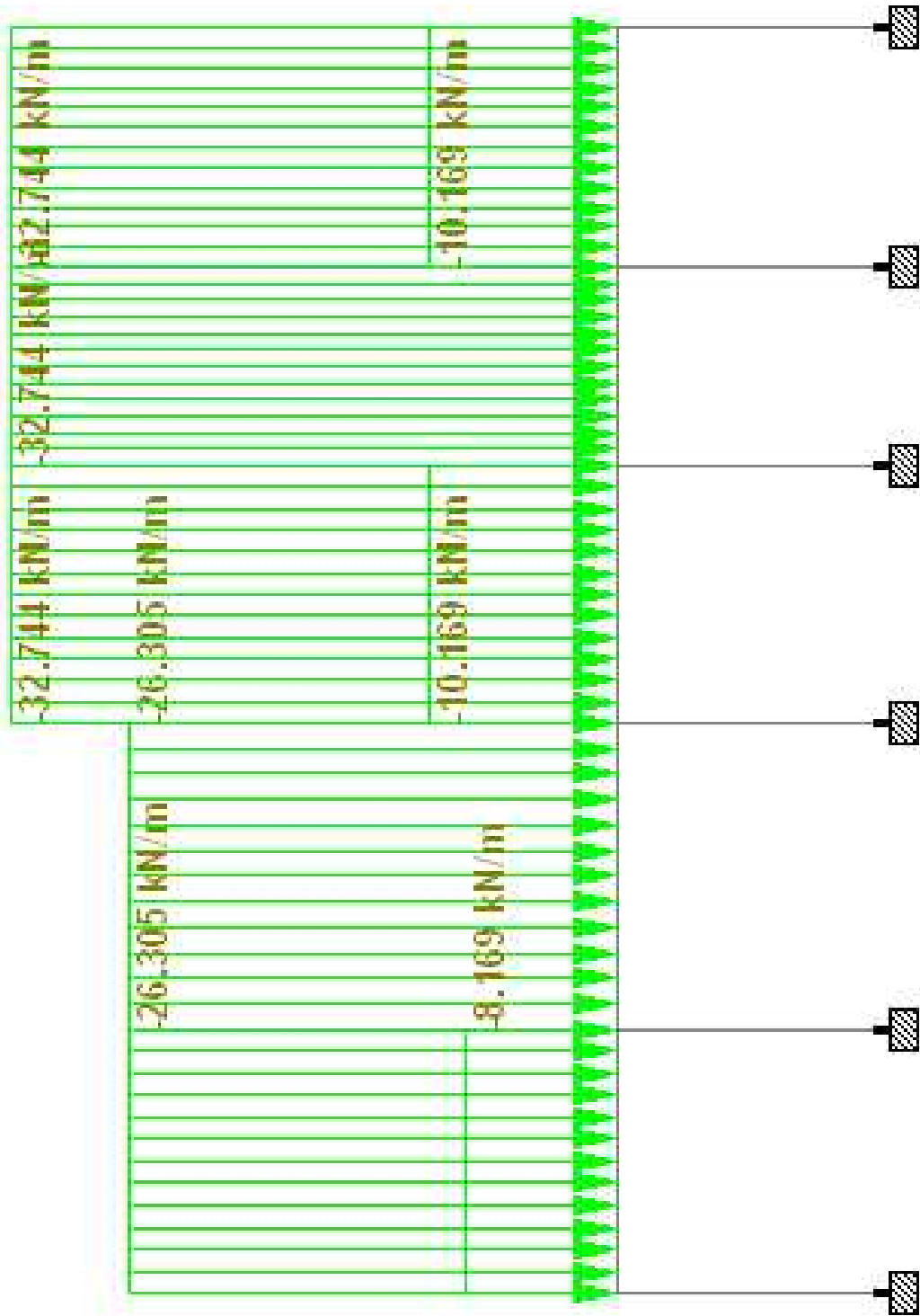
Case 4:



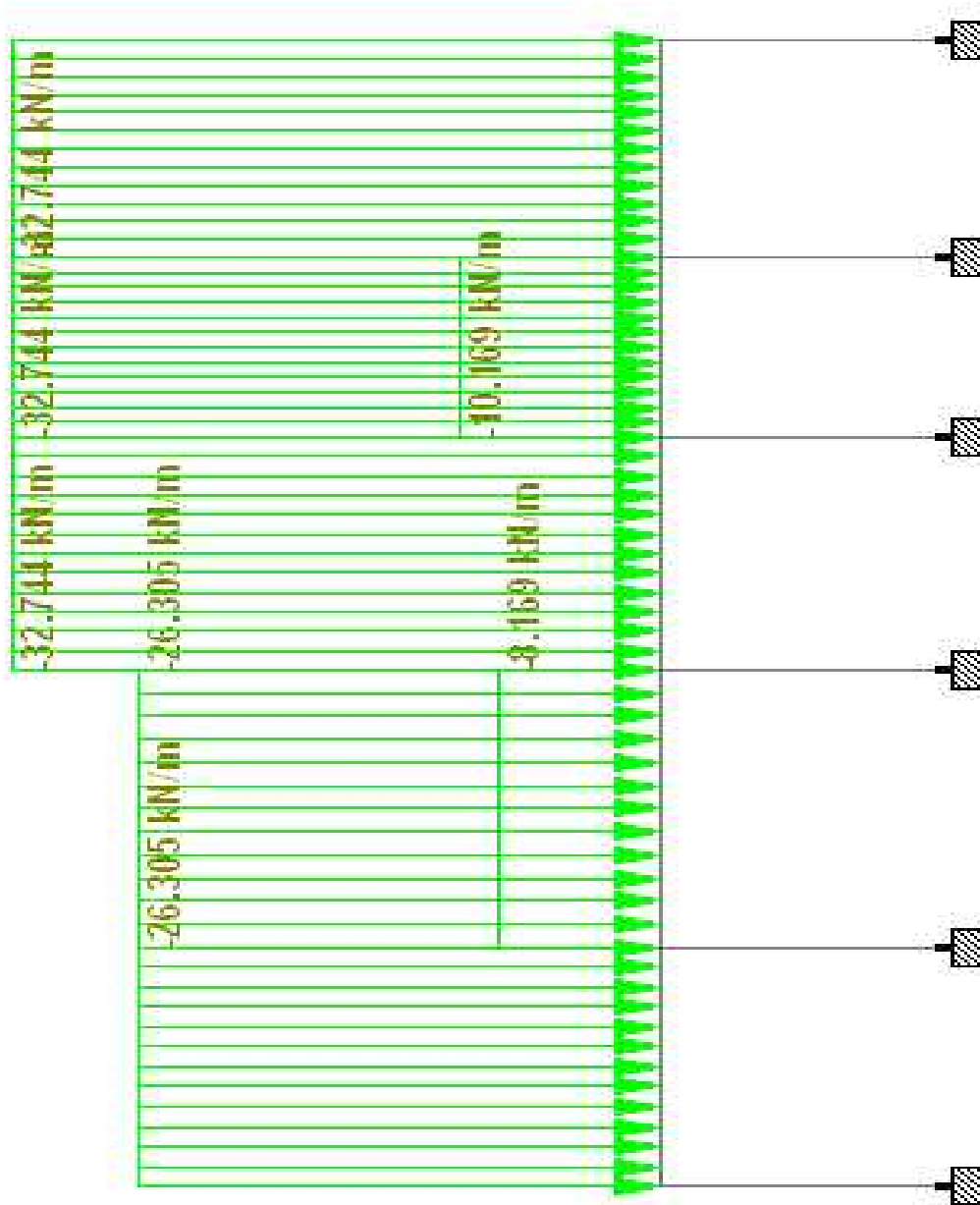
case 5:



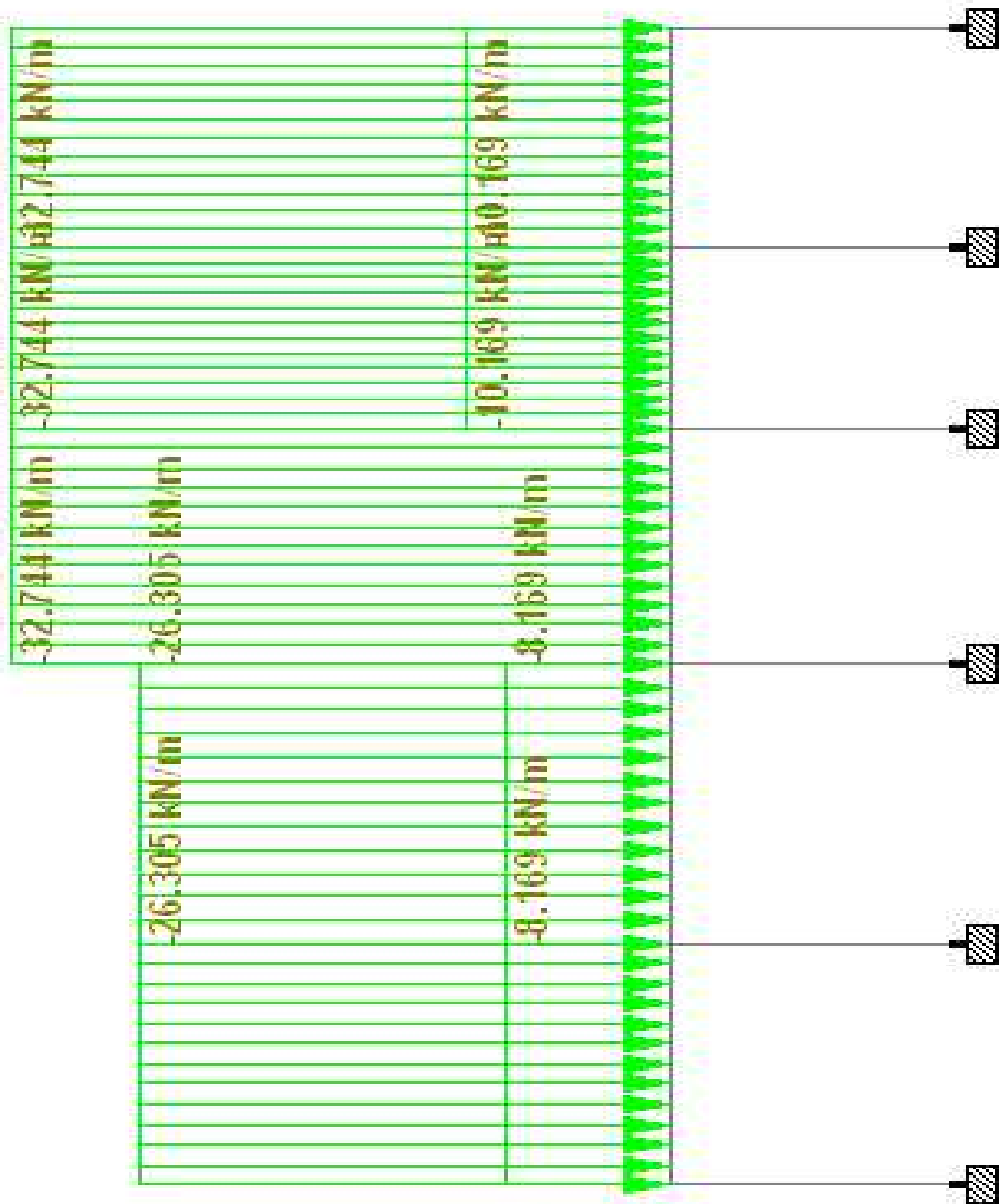
case 6:

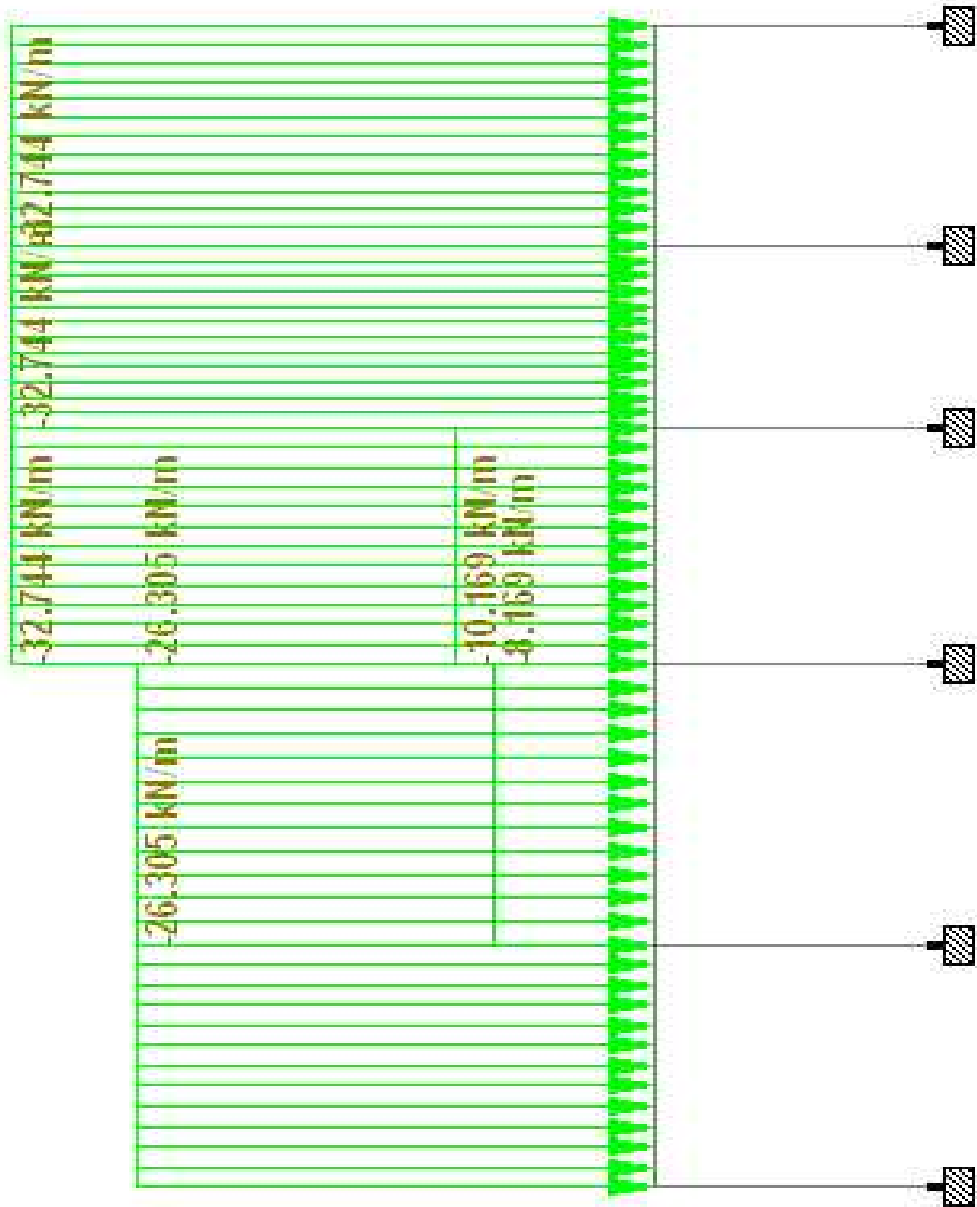


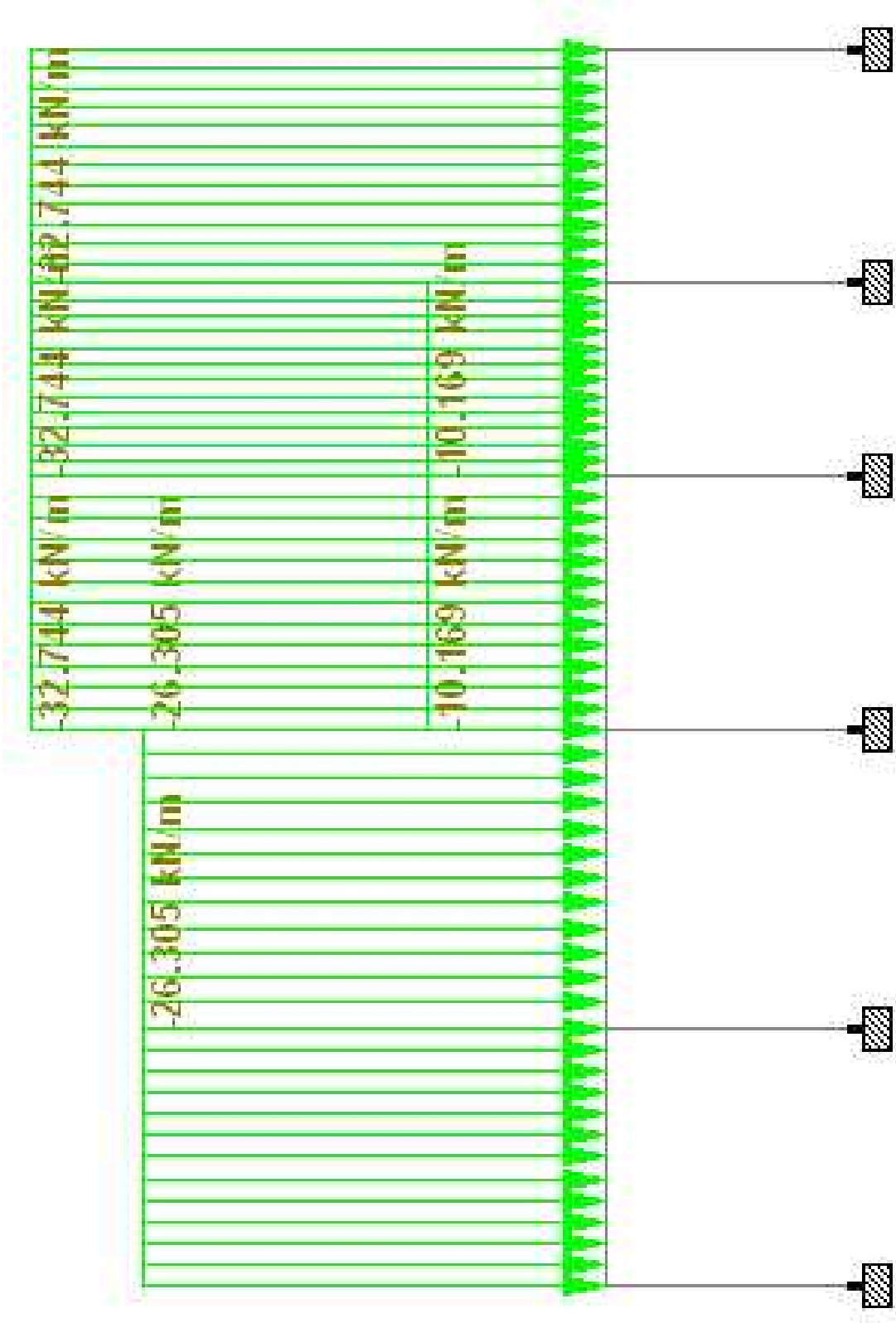
case 7:

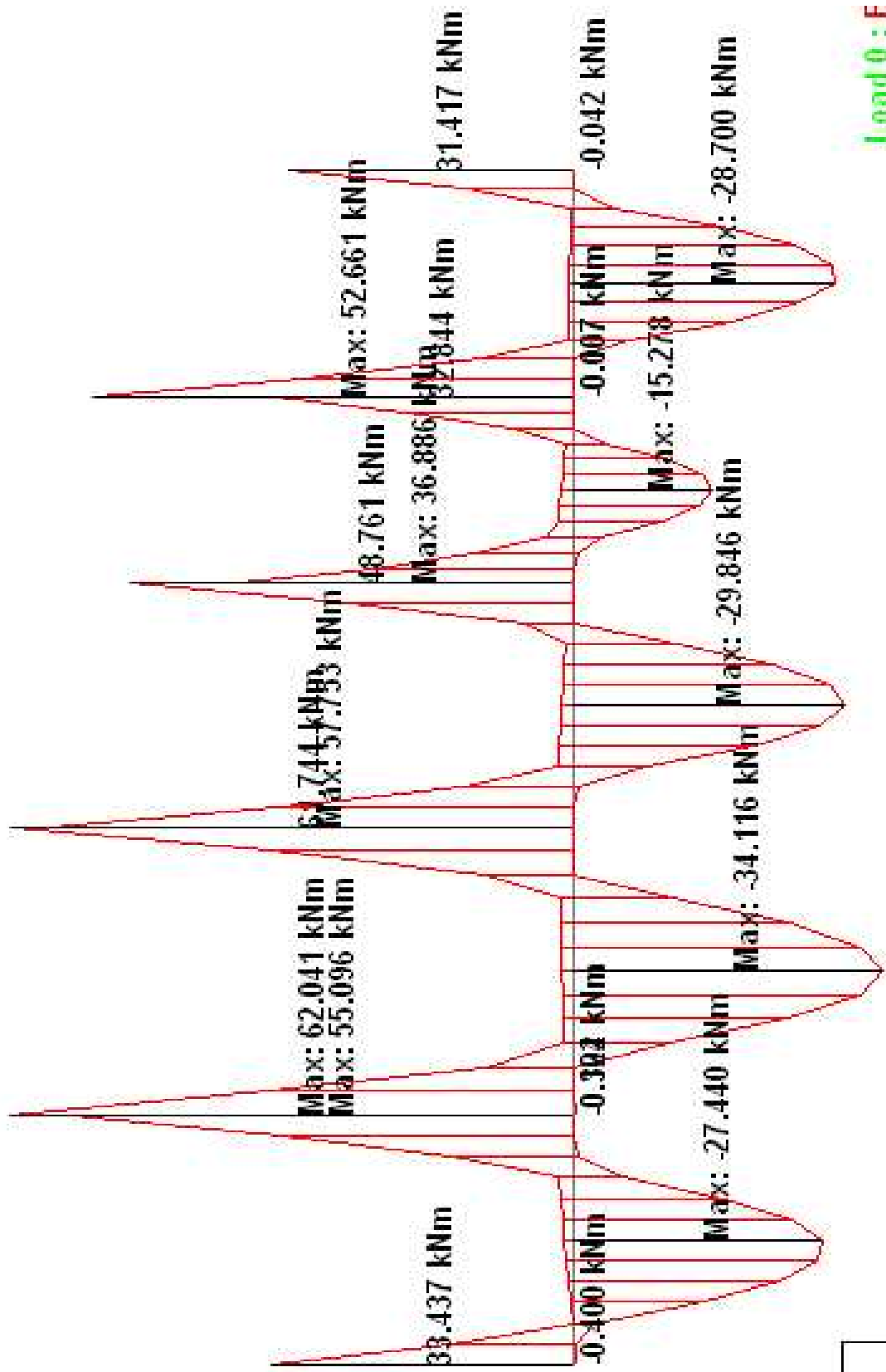


Case 8:









Load 0 : E

LIST OF FIGER

NO.	Description	Page
Figure 4 –1	Rib (R1) span length	23
Figure 4 –2	Rib (R1) moment value	23
Figure 4 –3	Rib (R1) shear value	26
Figure 4 –4	Beam B3 dimension	30
Figure 4 –5	Beam B3 load	30
Figure 4 –6	Beam B3 moment value	31
Figure 4 –7	Span B-H	32
Figure 4 –8	Beam B3 shear value	35
Figure 4 –9	Typical section in beam b3	36
Figure 4 –10	Cross section in column	41
Figure 4 –11	Longitudinal section in column	49
Figure 4 –12	Inter action diagram	52
Figure 4 –13	Footing shape	63
Figure 4 –14	Two way shear area	65
Figure 4 –15	Vertical detail for shear wall	76
Figure 4 –16	Main stairs shear wall	78
Figure 4 –17	Section in shear wall	88
Figure 4 –18	Detailed Section for shear wall	89
Figure 4 –19	Typical section stairs	

LIST OF TABLE

NO.	Description	Page
Table 3.1	الكثافة النوعية لمواد البناء المستخدمة	14
Table 3.2	الاحمال الحية لعناصر المبنى	15
Table 4 .1	All floors Ribs	29
Table 4 .2	Beam	37
Table 4 -3	Beam	38
Table 4 -4	Beam	39
Table 4 -5.1	Column table	53
Table 4 -5.2	Column table	54
Table 4 -5.3	Column table	55
Table 4 -5.4	Column table	56
Table 4 -5.5	Column table	57
Table 4 -5.6	Column table	58
Table 4 -5.7	Column table	59
Table 4 -5.8	Column table	60
Table 4 -5.9	Column table	61
Table 4 -5.10	Column table	62
Table 4 .6	Footing table	69