بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتيكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع

التصميم الإنشائي لمجمع تجاري

فريق العمل

ابتسام شطريت **تسنيم نجاجرة**

اشراف

د. هيثم عياد

الخليل – فلسطين

كانون الاول - ٢٠٠٦

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتيكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

مشروع تخرج بعنوان

التصميم الإنشائي لمجمع تجاري

فريق العمل

ابتسام شطريت   تسنيم نجاجرة

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

توقيع مشرف المشروع

الاسم : د. هيثم عياد.

....

توقيع رئيس الدائرة

الاسم : د. نبيل الجولاني.

....

كانون اول - ٢٠٠٦

تقرير مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمجمع تجاري

فريق العمل

ابتسام شطريت تسنيم نجاجرة

المشرف

د. هيثم عياد

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتيكنك فلسطين

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة مباني

جامعة بوليتيكنك فلسطين

الخليل ـ فلسطين

كانون الاول ـ ٢٠٠٥

إهـــــــــداء

إلي اقرب من في الوجود إلى نفسي ..... والداي الحبيبين

الى أغلى مـن فـي الحــياة .... اخوتي الأعزاء

إلي من أهدتني بهم السـماء .... أصدقائي الأحباء

إلى المنارات التي أضاءت لي الدرب ...... لأساتذتي الاجلاء

إلى كل اللحظات السعيدة التي قضيناها داخل أسوار هذه الجامعة الغراء

إلى أرواح كل الشـــهداء ..... إلى فلسطين الإباء

إلى كل شــئ ظاهر جميل في هذا الوطــن المعطـاء

الشكر والتقدير

نتقدم بجزيل الشكر الى كل من ساهم في اخراج هذا العمل الى حيز الوجود ، الى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في جامعة بوليتكنك فلسطين متمثلة بجميع اساتذتها وعامليها على عطائهم المتميز وتعاونهم وتشجيعهم المستمر ونخص بالذكر د.هيثم عياد مشرف المشروع **لما قدمه** من تشجيع ودعم وثقة والذي زودنا ببعض المراجع والمعلومات التي ساعدت على اكمال هذا **العمل**

ولا يفوتنا ان نتقدم بعظيم امتناننا الى افراد اسرتنا الذين قدموا كل الدعم والعطاء المادي والمعنوي واتاحوا لنا كل الفرص لكي نصل الى هذه الدرجة **المرموقة .**

فريق العمل

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي لمجمع تجاري

فريق العمل

ابتسام شطريت تسنيم نجاجرة

جامعة بوليتيكنك فلسطين - ٢٠٠٦

المشرف

د. هيثم عياد

تتلخص فكرة المشروع في عمل التصميم الإنشائي الكامل لمجمع تجاري.
والمشروع يتكون من عشر طوابق، حيث أن طابق التسوية عبارة عن موقف سيارات ، والارضي والاول مجمعان تجاريان، وبقية الطوابق عبارة عن مكاتب.

وهذا المبنى تم تصميمه إنشائيا" باعتماد أحمال الكود الأردني واعتماد الكود الأمريكي في تصميم الخرسانة، حيث يحتوي المشروع على التحليل الإنشائي لعناصر المبنى وتصميمها، ويحوي أيضا" المخططات الإنشائية اللازمة لتنفيذ المبنى.

Abstract

The Structural Design of Commercial Building.

Work Team

Tassneem Najajrah Ibtisam Shatreet

Palestine Polytechnic University – 2006

Supervisor:

Dr. Haitham Ayyad

The purpose of this project is the structural design of commercial building .The structural design of the building will be carried out according to the Jordanian code and to the ACI code.

The structural design composed of analysis and design of the structural members and all of the plans needed to complete the construction.

جدول المحتويات

فهرس الجداول

فهرس الاشكال

الفصل الأول

المقدمة

١.١ نظرة عامة.
١.٢ الهدف من المشروع.
١.٣ خطوات المشروع.
١.٤ أسباب اختيار المشروع.
١.٥ وصف عام للمشروع.

الفصل الأول

المقدمة

١.١ نظرة عامة:

مع التطور العمراني والانشائي المستمر في بلادنا، ومواكبة متطلبات الحياة واحتياجاتهم ونقص الاراضي وغلائها، وزيادة ظاهرة التوسع الراسي اصبحت المباني والمنشات الخرسانية الضخمة والعالية(المتعددة الطوابق) ضرورية لمواكبة هذا التطور وتحقيق تلك الاهداف وانجاز العديد من الاعمال، حيث تشمل هذه المنشات العديد من المساحات والفعاليات التي تسهل وتساعد الناس في حياتهم اليومية .

اعداد هذه المنشات ازداد بشكل كبير في المدن الفلسطينية لذلك فان العامل الاقتصادي المتعلق بمثل هذه المنشات يعتبر على قدر كبير من الاهمية، لما يلزم هذه المشاريع من ميزانيات عالية ، خاصة فيما يتعلق بمواد الانشاء وكميات التسليح .

لذلك فان المعرفة المسبقة والالمام الجيد عن انواع الانظمة الانشائية والعناصر الانشائية المناسبة والتي سيتم استخدامها في المنشا، وقدرة هذه الانظمة بما تحتويه على عناصر انشائية على مقاومة القوى والأحمال الواقعة عليها، يضمن تحقيق تصميم إنشائي سليم يحقق

المواصفات والمعايير الهندسية المطلوبة مع مراعاة العامل الاقتصادي المناسب والمطلوب لتنفيذ هذا التصميم .

١.٢ الهدف من المشروع:

يكمن هدف المشروع إلى تحقيق الأهداف التالية :

- تحديد الأحمال التي يتعرض لها المبنى.
- التحليل والتصميم الإنشائي لكافة العناصر واستخدام الكود المناسب لذلك.
- إعداد المخططات الانشائية والتنفيذية كاملة ومفصلة.
- ربط وتطبيق المعلومات التي تمت دراستها في المساقات المختلفة.

١.٣ خطوات المشروع:

١. دراسة المخططات المعمارية المتوفرة للمبنى.
٢. دراسة تحليلية إنشائية لهذا المنشأ تتضمن تحديد الأحمال وتحديد النظام الإنشائي الأفضل والذي سيتم اختياره بكل ما يحتوي من عناصر إنشائية.
٣. التصميم الإنشائي الكامل لهذه العناصر.
٤. عمل المخططات التنفيذية الإنشائية بشكل كامل وبشكل قابل للتنفيذ.

أسباب اختيار المشروع:

- الحاجة الماسة لمثل المشروع.
- اكتساب المهارة ومعرفة كيفية عمل التصميم الإنشائي والتنفيذي لمشروع حقيقي.

وصف عام للمشروع :

- الفصل الأول : مقدمة.
- الفصل الثاني : وصف معماري.
- الفصل الثالث : الوصف الإنشائي.
- الفصل الرابع : التحليل و التصميم الخرساني للمنشأ.
- الفصل الخامس : الاستنتاجات و التوصيات.

الفصل الثاني

٢- الوصف المعماري:

٢.١ المقدمة.
٢.٢ الانجازات السابقة في المشروع.
٢.٣ المشروع المقترح.
٢.٤ التعديلات المعمارية.
٢.5 وصف موقع البناء.
٢.٦ وصف الواجهات.
٢.٧ تحقيق الفعاليات المختلفة .
٢.٨ موقف السيارات.

الفصل الثاني

الوصف المعماري

٢.١ المقدمة:

تعتبر عملية التصميم المعماري واختيار المخططات النهائية التي سيتم تنفيذ المشروع بناء عليها من أول المراحل التي تمر بها كافة المشاريع، حيث يتم فيها تحديد شكل المنشأ و أبعاده 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.

٢.٢ الانجازات السابقة في المشروع

هذا المشروع صمم قبل عامين من قبل طلبة التصميم المعماري، فقد تم عمل التصاميم المعمارية للمساقط والواجهات والقطاعات، ويتكون هذا المنشأ من عشر طوابق.

٢.٣ المشروع المقترح:

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

ويظهر من خلال المخططات أن المبنى المقترح إنشاؤه هو مجمع تجاري مكون من عشر طوابق، حيث تبلغ مساحة موقف السيارات والمجمع التجاري (١٢٠٠ متر مربع)، ويعلوها المكاتب ولها نفس المساحة، حيث يوجد مدخل رئيسي لموقف السيارات، ومدخل رئيسي للمجمع التجاري ومدخل خاص بالمكاتب.

أما المجمع التجاري في الطابق الأرضي فيتكون من ستة محلات تجارية بمساحات مختلفة، ودورتي مياه كما ويوجد درج كهربائي متحرك بالاضافة الى درج يؤدي إلى الطابق الأول، أما بالنسبة للمكاتب في الدور الثاني وحتى الثامن فيتكون من عدة مكاتب ، و كل مكتب مزود بالخدمات اللازمة.

٢.٤ التعديلات المعمارية:

منذ لستلام المخططات تم دراستها ومن ثم إجراء التعديلات المناسبة ومن هذه التعديلات :

* رسم ثلاث واجهات معمارية.
* تصحيح القطاعات وتدقيقها.
* توزيع الأعمدة ووضع المحاور والأبعاد.

* تم اعادة النظر في المخططات المعمارية حيث كانت تحتوي على شقق سكنية وبناء على العديد من وجهات النظر تم تعديل المشروع بحيث يكون مجمع تجاري فقط.

٢.٥ وصف موقع البناء :

المبنى يقع بين شارعين رئيسي وفرعي ، وقد تم مراعاة التالي في اختيار موقع المبنى :

١. سهولة الوصول إليه من الشارع الرئيسي.
٢. الخدمات العامة من كهرباء وماء وشبكة صرف صحي متوفرة.

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

٢.٦ وصف الواجهات :

تتميز واجهات المبنى بالإطلالة، مما وفر إضاءة طبيعية للمبنى، بالإضافة إلى الحفاظ على عنصر التهوية، وإبراز عنصر الجمال المعماري، وتتميز بكثرة استخدام الكتل الزجاجية- المكونة من الألمنيوم والزجاج- الممتدة في جميع الطوابق، وإبراز عنصر الجمال المعماري.

٢.٧ تحقيق الفعاليات المختلفة:

تتسم علاقة المحلات التجارية يبعضها البعض بالسهولة واليسر، حيث يربط بينها ممرات تسهل الحركة وتكشف جميع واجهات المحلات التجارية، ويربط بين الطابق الأرضي والأول من المجمع التجاري درج بالاضافة الى درج كهربائي، كما وتتوفر السهولة واليسر في المكاتب في بقية الطوابق.

وفي المكاتب، حيث تتسم علاقة غرف المكاتب ببعضها البعض بالسهولة واليسر، ما عمل على استقلالية هذه الغرف عن بعضها وعدم تشابك الفعاليات، حيث أخذ بعين الاعتبار طبيعة حركة الإنسان وحاجاته.

٢.٨ موقف السيارات:

تم تصميم موقف السيارات في التسوية، ليستوعب أكبر عدد ممكن من السيارات، حيث أن المساحة المخصصة لكل سيارة هي ١٢.٥ متر مربع، وتبلغ مساحة الموقف حوالي ١٠٠٠ متر مربع فهو يتسع لحوالي ٢١ سيارة، حيث تم مراعاة سهولة الدخول والخروج لكل سيارة.

الفصل الثالث

وصف العناصر الإنشائية

الفصل الثالث

وصف العناصر الإنشائية

٣.١ المقدمة:

التصميم الإنشائي لأي مبنى يتطلب وصف للعناصر الإنشائية التي سيتم التعامل معها، وهذه العناصر متعددة ومختلفة في تركيبتها ومواقعها وتحتاج إلى التصنيف والتعريف بها بحيث توفر الدقة والأمان والإتقان في التصميم، من اجل الوصول إلى أفضل تصميم إنشائي للمبنى، و بناء على ذلك تم اعتماد الكود الأمريكي في التصميم (ACI-Code).

٣.٢ هدف التصميم الإنشائي :

الهدف من عملية التصميم الإنشائي هو تصميم المقاطع الإنشائية للعناصر الحاملة بحيث تكون قادرة على تحمل الأوزان والأحمال الواقعة عليها، والاجهادات الناتجة عنها، وذلك باستخدام مجموعة من البرامج مثل:

(staad pro-2004، autocad2002 ، atir ، prokon ، CSI-CSICOL..)

لإتمام المشروع بشكل متكامل ومترابط، وعمل مخططات تنفيذية متكاملة للمشروع بحيث يصبح جاهزا للتنفيذ.

٣.٣الأحمال:

تتعرض العناصر الإنشائية للمبنى لمجموعة من الأحمال، ويجب أن تكون قادرة على نقل تلك الأحمال الواقعة عليها, فيجب تحديد الأحمال الواقعة عليها بشكل دقيق وصحيح, فكل منشأ يتعرض لأنواع عديدة من الأحمال وهي:

٣.٢.١ الأحمال الميتة :

وهي الأحمال التي تكون ثابتة من حيث المقدار والموقع ولا تتغير خلال عمر المبنى، وهذه الأحمال تتمثل في وزن العناصر الإنشائية وعناصر التشطيب، وعملية معرفة وحساب هذه الأحمال تتم من خلال معرفة أبعاد وكثافات المواد 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، بالإضافة إلى الأسقف المعلقة والديكورات الخاصة بالمبنى، والجدول رقم (٣-١) يوضح الكثافات لكل المواد المستخدمة.

جدول رقم (٣-١) الكثافة لمواد البناء المستخدمة

NO.	Material	Density (KN/m³)
1	Tiles	22
2	Sand	١٦
3	Reinforced concrete	25
٤	Mortar	٢٢
٥	Block	9
٦	Plaster	22
6	Partition	1.0 (KN/m^2)

٣.٣.٢ الأحمال الحية :

وهي الأحمال التي تتغير من حيث القيمة والموقع والتي يمكن أن تتواجد أو تزول حسب الحاجة وهي أقصى أحمال تشغيلية متوقعة خلال عمر المبنى ومن هذه الأحمال :

١. الأشخاص.
٢. الأثاث.
٣. الأجهزة والمعدات.
٤. المواد المخزنة.

وقد تم اعتماد احمال الكود الاردني وهي كما يلي :

جدول رقم (٢-٣) جدول الاحمال الحية.

الرقم	نوع العقدة	الاحمال الحية(kg/m^2)
١	العقدات التجارية	٤٠٠
٢	المكاتب	٢٥٠
٣	الدرج	٥٠٠

٣.٣.٣ الأحمال البيئية :

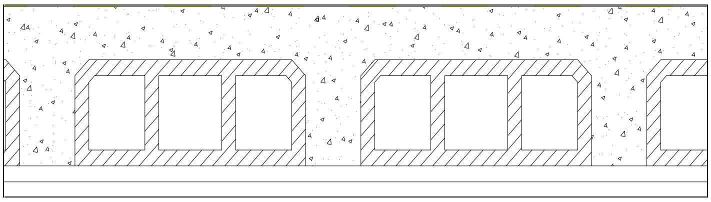
وتشمل أحمال الثلوج والرياح **وأحمل** الهزات الأرضية وأحمال التربة, وهذه الأحمال تعتبر متغيرة من ناحية المقدار والاتجاه وتشبه بشكل كبير **الأحمل** الحية والتي يكون مقدارها متغير.

٣.٣.٣.١ أحمل الزلازل:

وهي عبارة عن أحمال أفقية تؤثر على المنشأ, لذلك يجب أن يكون المبنى مصمما" لمقاومة هذه الأحمال وجعله ثابتا" وذلك عن طريق استخدام جدران القص.

٣.٤ العقدات :

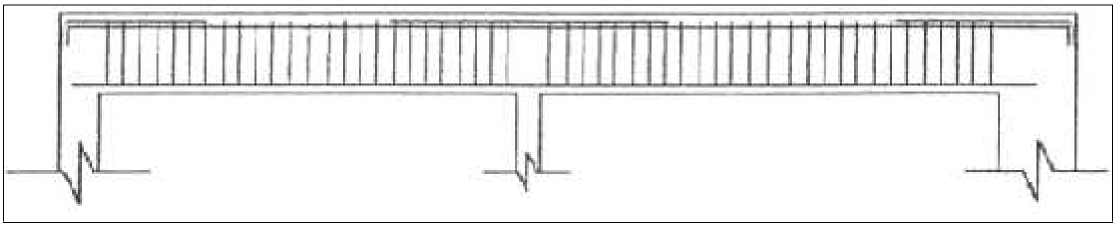
وهي عبارة عن العنصر الإنشائي الذي يقوم بنقل الأحمال من المستوى العمودي إلى العناصر الحاملة مثل الجدران والأعمدة، واستخدم في تصميم العقدات في المشروع نوع واحد من العقدات وهو عصب باتجاه واحد (one way rib slab) وتم اختيار سمك العقدة طبقا للكود الامريكي.



شكل (٣-١) يبين شكل عقدة الأعصاب

٣.٥ الجسور :

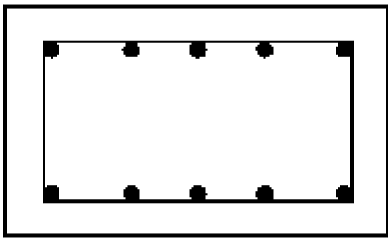
وهي عناصر إنشائية تقوم بنقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة وهي نوعين، جسور مسحورة - أي مخفية داخل العقدات - والجسور المدلاة وهي التي تبرز عن العقدة. ونظرا لتفاوت المسافات بين الأعمدة في هذا المشروع، فالمسافات التي تقل عن الستة أمتار لستخدم لها الجسور المسحورة، والمسافات التي تزيد عن الستة أمتار فقد لستخدم لها الجسور المدلية.



شكل (٣-٢) يبين شكل الجسر المسحور

٣.٦ الأعمدة:

وهي عبارة عن العناصر الإنشائية الحاملة التي تأخذ الأحمال من العقدات والجسور وتنقل الأحمال من الطوابق إلى الأساسات .



شكل (٣-٣) يبين قطاع عرضي في العمود.

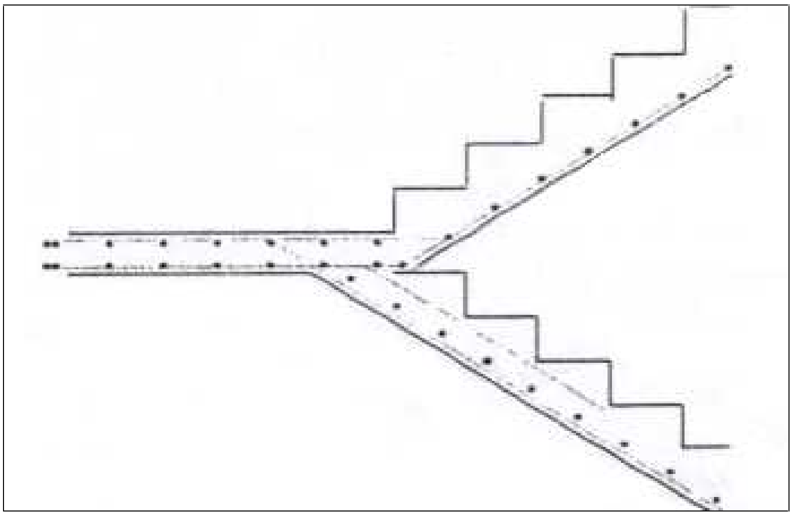
٣.٧ جدران القص:

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (Shear

Wall) وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية.
وهي في المشروع تتمثل في جدران بيت الدرج.

٣.٨ الأدراج :

هي عبارة عن عناصر إنشائية تستخدم للتنقل بين الطوابق في المستوى العمودي.



شكل (٤-٣) يبين تفصيلة الدرج.

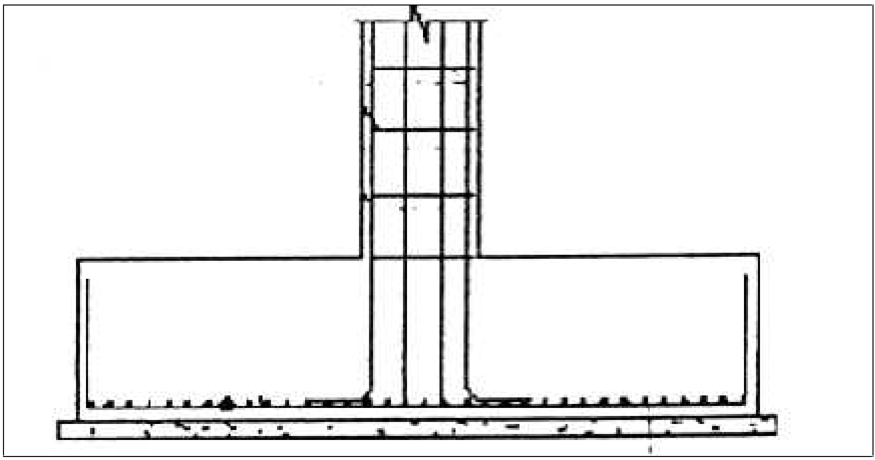
٣.٩ الأساسات :

هي عبارة عن العناصر الإنشائية التي يتم من خلالها نقل جميع الأحمال والقوى من جدران وأعمدة إلى الأرض، والأساسات عدة أنواع، منها الأساسات السطحية والأساسات العميقة.

ويعتمد نوع الأساس على عدة عوامل منها :

* نوع التربة.
* مقدار القوى المنقولة إلى الأرض.
* المياه الجوفية أن وجدت.

وسيتم استخدام أساسات مستمرة ومنفردة ؛ ذلك للأسباب التي سنتطرق لها لاحقا.



شكل (٣-٥) يبين مقطع بالأساسات.

٣.١٠ برامج الحاسوب المستخدمة:

في هذا المشروع سوف يتم استخدام عدة برامج منها:

١. برنامج (AutoCAD 2002وهو برنامج للرسم، لستخدم لرسم التفاصيل الإنشائية للعناصر المصممة والمخططات المعمارية.

٢. (STAAD PRO) وهو برنامج استخدم في التحليل والتصميم ؛ لذلك تم استخدامه في التحليل الإنشائي لبعض عناصر المبنى وتصميم الاساسات.

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

٤. (Atir) وهو برنامج استخدم لتصميم الجسور والاعصاب والاساسات .

٥. (prokon) وهو برنامج استخدم لتصميم الاعمدة .

٦. (CSI-CSICOL..) وهو برنامج استخدم لتصميم جدران القص .

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4.1 Structural Key Plans.

4.2 Determination of loads.

4.3 Design of topping.

4.4 Design of rib (R1).

4.4.1 Design of negative moment.

4.4.2 Design of positive moment.

4.5 Design of beam.

4.5.1 Design of beam 7-office floor.

4.5.2 Design of beam 2-office floor .

4.6 Design of columns.

4.6.1Design of column C5.

4.6.2 Design of column C4.

4.7 Footing Design :

4.7.1 Design of squre footing F٧

4.7.2 Design of strip footing.

4.7.3 Design of mat foundation.

4.8 Design of Stairs:

4.8.1 Design of stair (B) .

4.8.2 Design of stair (B) .

4.8.3 Stair Roof Design .

4.9 Shear wall design

4.9.1General Definition.

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4.1 Structural Key Plans:

The distribution of ribs of the slabs are shown in the structural key plans , the key plans are composed of beams.

In this chapter will explain of the structural element for this project , the dead load is calculated based on type of used materials , which the live load is chosen based on the values that are used in chapter three table (3-2).

4.2 Determination 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- code.

$h_{\min} = \frac{L}{18.5}$ For one end continuous span.

$h_{\min} = \frac{547}{18.5}$ =٢٩.٥٦cm.

$h_{\min} = \frac{L}{21}$ For interior span.

$$h_{\min} = \frac{567}{21} = ٢٧ \text{ cm.}$$

Use an overall depth of ٣٢ cm (24 cm blocks).

Dead load:

Coarse Sand Fill and Tile = 0.10*0.55*2000 =110 kg/m of rib.

Concrete Rib = 0.24*0.15*2500 = 90 kg/m of rib.

Block = 0.24*0.40*900 = 86.4 kg/m of rib.

Topping = 0.08*0.55*2500 =110 kg/m.

Plaster = 0.03*0.55*2200 = 36.3 Kg/m of rib.

Partitions = (100)(0.55) = 55 Kg/m of rib.

Nominal Total Dead Load = 110+90+86.4+36.3+110+55 = 487.7 Kg/m of rib.

Factored Total Dead Load = 1.4*487.7 = 682.78kg/m .

For office live load = 250 kg / cm^2

Factored live load =250*1.7*0.55=233.75 kg/m

4.3 Design of topping:

Live load = 250 Kg/m^2 = 0.25 ton/m^2 ……table (3-2).

Dead load = 487.7/0.55 – (90/0.55) =723Kg/ m^2

W_u = 1.4 (723) + 1.7 (250) = 1437.3 Kg/ m^2

= 1.437 ton/ m^2

Assume slab is fixed at support point (ribs)

$$Mu = \left(\frac{Wu \times L^2}{12}\right)$$

Mu =1.437*(0.4)*(0.4) /12= 0.0192 ton.m, for 1 m wide strip

According to ACI (9.5.2.3)

$$f_r = 0.7\sqrt{f_c'}(MPa) = 0.7\sqrt{30} = 3.83(MPa) = 38.3(Kg/cm^2)$$

$$Mn = (f_r)(s)$$

$$s = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \times 8^2}{6} = 1066.7cm^3$$ …….. for a rectangular X-section

ΦMn = 0.65 (38.3)(1066.7) = 26555.5 Kg.cm , Φ = 0.65 for plain concrete

= 0.266 ton.m

ΦMn = 0.266 ton.m > Mu = 0.0192 ton.m

Reinforcement is not required for structural reasons.

∴Provide Shrinkage & Temperature Reinforcement:

For fy = 400 Mpa,

ρ = 0.0018

$A_s = 0.0018(100)(8)$ = 1.44 cm^2 /1m

Use Φ 8 @ 20 cm on center both ways

Provided : 100/20 = 5 bars.

Provided A_s = 5*.502 = 2.5 cm^2 /1m

4.4 Design of rib (R6):

To get the envelope of internal forces atir - software is used.

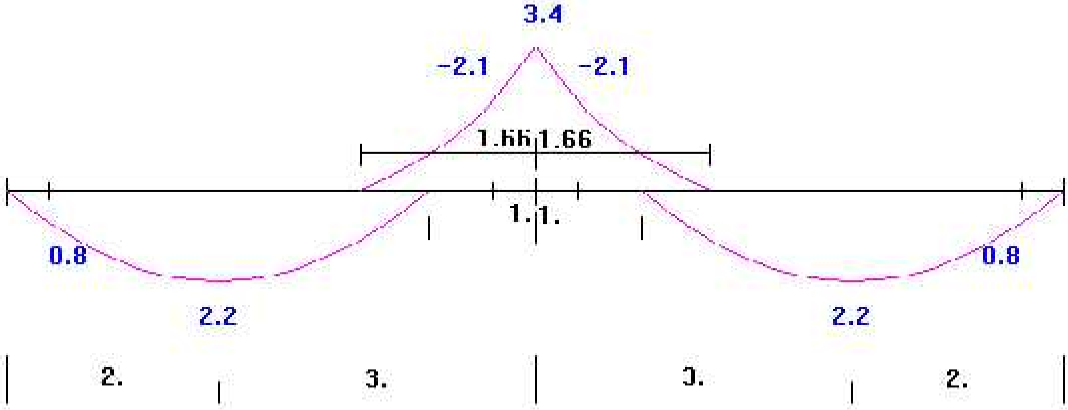


Fig (4-1) rib moment envelope for office floor (ton.m)

4.4.1 Design of positive moment:

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 = 500 / 4 = 125 cm

b_E = b_w + 16 t = 15 + 16 (8) = 143 cm

b_E = C/C = 55 cm……………….. Control

Use Mu max for all spans = 2.2 ton.m

Mn = 2.2/0.9 = 2.44 ton.m

Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

For a = t = 8 cm

C = 0.85 fc t b_E = 0.85 (0.3) (8) (55) =112.2 ton

d= h-Ct-d/2 = 32-2-1.2/2 = 29.4 cm

Mn = T or C (d – 0.5 a) = 112.2 (29.4 – 0.5 (8)) / 100 = 28.5 ton.m

Mn available = 28.5 ton.m > Mn required =2.44 ton.m

Design as a rectangular with b_E = 55cm

$As\ max. = °$ b d

$As\ max.$ =0.0244 (55) (29.4) = 39.45 cm^2

$$As\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$ ……….. (ACI-10.5.1)

$$As\ min = \frac{\sqrt{30}}{4(400)}(15)(29.4) \geq \frac{1.4}{400}(15)(29.4)$$

$As\ min = 1.5 \geq 1.54$

$As\ min = 1.54\ cm^2$

$$m = \frac{fy}{0.85 fc'} = \frac{400}{0.85(30)} = 15.7$$

Rn= $2.44*10^5 /(55*29.4^2) = 5.13\ kg / cm^2$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{15.7}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*15.7*5.13}{4000}}\right) = 0.00129$$

$As = 0.00129(52)(29.4) = 1.98\ cm^2 > As\ min$ $\therefore$ OK

Use $2\ \Phi\ 12$ mm , $As = 2.26\ cm^2$

4.4.2 Design of negative moment:

Using atir software the following moment values result: -

The maximum negative moment from spans with support is

Mu = 2.1 ton.m

Design of T-section of negative moment as a rectangular section with (b=bw)

The minimum reinforcement is determined according to ACI (10-5.2) as follows:

Mn = 2.1 / 0.9 = 2.33ton.m

m= 15.7

$Rn = Mn / bw . d^2 = 2.33*10^5 / 15*(29.4)^2 = 17.97\ kg / cm^2$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{15.7}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*15.7*17.97}{4000}}\right) = 0.0047$$

$As = 0.0047(15)(29.4) = 2.07\ cm^2$

$$As\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{2(fy)}(bw)(d) \le \frac{\sqrt{fc'}}{4fy}(bf)(d) \ge \frac{1.4}{fy}(bf)(d) \text{ …….. (ACI-10.5.2)}$$

$$As\ min = \frac{\sqrt{30}}{2(400)}(15)(29.4) \le \sqrt{30}(55)(29.4)/(4*400) \ge \frac{1.4}{400}(55)(29.4)$$

$As\ min = 3.01 < 5.54 < 5.65$

$As\ min = 3.01\ cm^2$

Use $2\Phi\ 14$ mm $As = 3.06\ cm^2$

4.4.3 Design of shear:

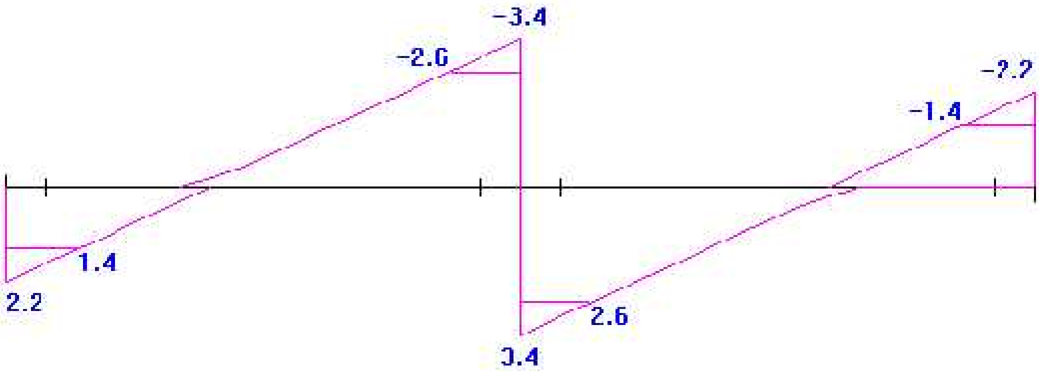


Figure (4-2): Shear envelope for rib 1

Determine the concrete shear reinforcement Vu according to ACI, the maximum shear force Vu is

Vu = 2.6 ton

$$\Phi V_c = 0.85\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd = 0.85\left(\frac{\sqrt{30}}{6}\right)(15)(29.4)\left(\frac{10}{1000}\right) = 3.42 \text{ ton}$$

$$Vu = 2.6 \prec \text{¤} \;\; Vc = 23.42 \;\; ton$$

Shear reinforcement is not required .

Use Φ8 @ 50 cm

Table (4.4.1) All Floor Rib.

Rib No.	Span length (m)	Steel Reinforcement			Stirrups	
		Positive	Negative Exterior Support	Negative Interior Support	Φ (mm)	*Spacing (cm)*
R1	6.1	2Φ14	2Φ12	2Φ14	8	*50*
	6.4	2Φ14	2Φ12	-	8	*50*
R 2	1.6	2Φ12	2Φ12	-	8	*50*
	5.2	2Φ12	-	2Φ14	8	*50*
	5.6	2Φ12	-	2Φ14	8	*50*
	5.3	2Φ12	-	2Φ14	8	*50*
	6.6	2Φ14	2Φ12	-	8	*50*
R 3	6.1	2Φ14	2Φ12	-	8	*50*
	6.4	2Φ12	-	2Φ14	8	*50*
	5.2	2Φ12	-	2Φ14	8	*50*
	5.2	2Φ12	-	2Φ14	8	*50*
	5.6	2Φ12	-	2Φ14	8	*50*
	5.3	2Φ12	-	2Φ14	8	*50*
	6.6	2Φ14	2Φ12	-	8	*50*
R 4	6.1	2Φ14	2Φ12	-	8	*50*
	6.4	2Φ12	-	2Φ14	8	*50*
	5.2	2Φ12	-	2Φ14	8	*50*
	5.2	2Φ12	-	2Φ14	8	*50*
	5.6	2Φ12	-	2Φ14	8	*50*
	5.3	2Φ12	2Φ12	-	8	*50*
R 5	6.1	2Φ14	2Φ12	2Φ14	8	*50*
	3	2Φ12	2Φ14	-	8	*50*
R 6	5.2	2Φ12	2Φ12	2Φ14	8	*50*
	5.2	2Φ12	2Φ12	-	8	*50*
R 7	2.2	2Φ14	2Φ14	2Φ14	8	*50*
	5.3	2Φ14	2Φ12	-	8	*50*
R 8	6.1	2Φ14	2Φ12	2Φ14	8	*50*
	6.4	2Φ14	2Φ12	-	8	*50*
R 9	5.6	2Φ14	2Φ12	2Φ14	8	*50*
	5.3	2Φ12	-	2Φ14	8	*50*
	6.6	2Φ14	2Φ12	-	8	*50*
R 10	2.2	2Φ14	2Φ14	2Φ14	8	*50*
	5.3	2Φ14	-	2Φ14	8	*50*
	6.6	*2c14*	*2c14*	-	*8*	*50*

4.5 Design of beams*:*

Assume that:

- L_1 is the rib length from one side
- L_2 is the rib length from the other side

Factored Total Dead Load = $\left(\dfrac{L_1 + L_2}{2}\right) \times DL$

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

Self weight of beam = $B \times H \times 2.5 \times 1.4$

4.5.1 Design of beam7-office floor :

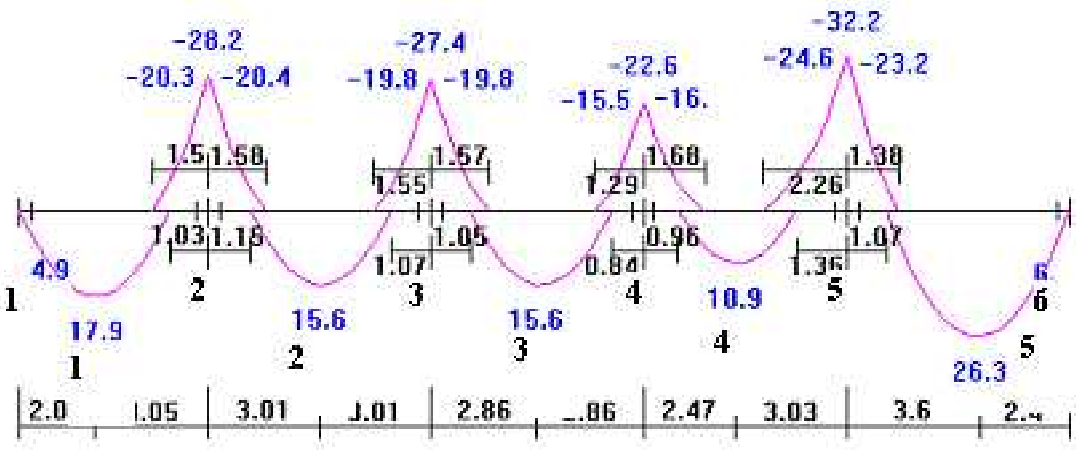


Figure (4-3):Moment Envelope for Beam 7 (ton.m)

To calculate the width of beam :

Mu =24.6 ton.m …….at support 5.

Mn = 24.6 / 0.9 = 27.3 ton.m

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

ρ_{max} = 0.0244 0.5 ρ_{max} = 0.0122

Rn = ρ F_y (1-0.5ρ m)

Rn = 0.0122*400*(1-0.5*0.0122*15.68) = 4.41 Mpa.

Rn = 44.1kg / cm^2

d =32-4-1-1 = 26 cm.

Rn =Mn / bd^2 = 27.3*10^5 / b $(26)^2$ = 44.1kg/cm^2

B = 91.68 cm use b = 100 cm

Recalculate ρ :

Rn =Mn / bd^2 = 27.3*10^5 / 100 $(26)^2$ = 40.38 kg/m^2

$P_{required}$ = 0.0110

As req. =0.0110 *100 *26 = 28.74 cm^2

Use 10 Φ 20 mm As = 31.4 cm^2

1. Design of neqative moment:

Support 2:

Mu =20.4 ton.m

Mn = 20.4 / 0.9 = 22.67 t.m

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

b = 100 cm d = 26 cm m = 15.7

Rn =Mn / bd^2 = 22.67*10^5 / 100 $(26)^2$ = 33.53 kg / cm^2

ρ = 1/15.68 (1- $(1- 2*15.7*33.53/4000)^{1/2}$) = 0.00902

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 400} \geq \frac{1.4}{400}$$

0.0034 ≥ 0.0035 0.0244> 0.00964 > 0.0035 OK.

As req. =0.00964 *100 *26 = 25.1 cm^2

Use 8 Φ 20 mm As = 25.12 cm^2

Support 3:

Mu = 19.8 ton.m

Mn = 19.8 / 0.9 = 22 t.m

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

b = 100 cm d = 26 cm m = 15.7

Rn =Mn / bd ^{2} = 22*10^5 / 100 (26) ^{2} = 32.54 kg / cm ^{2}

ρ = 1/15.68 (1- (1- 2*15.7*32.54/4000)$^{1/2}$) = 0.0087

A s req. =0.0087 *100 *26 = 22.71 cm ^{2}

Use 8 Φ 20 mm A s = 25.12 cm ^{2}

Support 4:

Mu = 16 ton.m

Mn = 16 / 0.9 = 17.77 t.m

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

b = 100 cm d = 26 cm m = 15.7

Rn =Mn / bd ^{2} = 17.77*10^5 / 100 (26) ^{2} = 26.3 kg / cm ^{2}

ρ = 1/15.68 (1- (1- 2*15.7*26.3/4000)$^{1/2}$) = 0.00695

A s req. =0.00695 *100 *26 = 18.08 cm ^{2}

Use 6 Φ 20 mm A s = 18.84 cm ^{2}

Support 5 : calculated recently .

2.Design of positive moment:

Span 1:

Mu = 17.9 ton.m

Mn = 17.9/ 0.9 = 19.88 t.m

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

b = 100 cm d = 26 cm m = 15.7

Rn =Mn / bd ^{2} = 19.88*10^5 / 100 (26) ^{2} = 29.42 kg / cm ^{2}

ρ = 1/15.68 (1- (1- 2*15.7*29.42 /4000)$^{1/2}$) = 0.0078

A s req. =0.0078 *100 *26 = 20.37 cm ^{2}

Use 7 Φ 20 mm A s = 21.98 cm ^{2}

Span 2&3 :

Mu = 15.6 ton.m

Mn = 15.6 / 0.9 = 17.33 t.m

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

Rn =Mn / bd ^{2} 17.33*10^5 / 100 (26) ^{2} = 25.64 kg / cm ^{2}

ρ = 1/15.68 (1- (1- 2*15.7*25.64 /4000)$^{1/2}$) = 0.00677

A s req. =0.00677 *100 *26 = 17.6 cm ^{2}

Use 6 Φ 20 mm A s = 18.84 cm ^{2}

Span 4:

Mu =10.9 ton.m

Mn = 10.9 / 0.9 = 12.1 t.m

Rn =Mn / bd ^{2} = 12.1*10^5 / 100 (26) ^{2} = 17.9 kg / cm ^{2}

ρ = 1/15.7 (1- (1- 2*15.7*17.9 /4000)$^{1/2}$) = 0.0046

A s req. =0.0046 *100 *26 = 12.08 cm ^{2}

Use 4 Φ 20 mm A s = 12.56 cm ^{2}

Span 5:

Mu =26.3 ton.m

$Mn = 26.3 / 0.9 = 29.2$ t.m

$Rn = Mn / bd^2 = 29.2*10^5 / 100\,(26)^2 = 43.23$ kg / cm^2

$\rho = 1/15.68\,(1- (1- 2*15.7*43.23 /4000)^{1/2}) = 0.0119$

A_s req. $=0.0119 *100 *26 = 30.99$ cm^2

Use 10 Φ 20 mm $\qquad$ $A_s = 31.4$ cm^2

2- Design of Shear

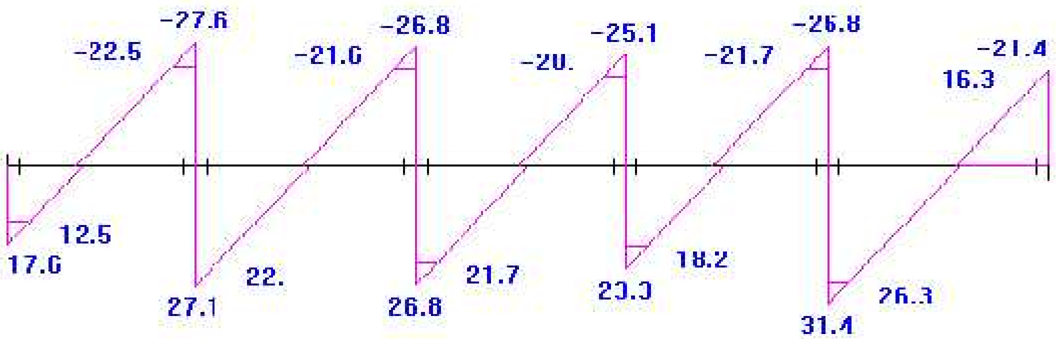


Figure (4-4):Shear Envelope for Beam 7 (ton)

$$\Phi V_c = 0.85\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd$$

$$=0.85\left(\frac{\sqrt{30}}{6}\right)100 \times 26 \times \frac{10}{1000} \quad = 20.17 \text{ t}$$

$$0.5\,\Phi V_c = 0.5*0.85\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd \quad = 10.1 \text{ t}$$

$\Phi V_{s\,min} = 1/3$ Mpa $*100*26*10/1000 = 8.7$ t

$\Phi V_c + \Phi V_{s\,min.} = 20.17 + 8.7 = 28.87$ t.

$\Phi V_c < V_u \le \Phi V_c + \Phi V_{s\,min.}$ $\qquad$ …….. **Category (3).**

$S_{required}$= (0.85*6*0.79*4*226) / 8.7 = 16.1 cm

≤ d/2 = 26 /2 = 13 cm…… control.

≤ 60 cm.

Complies with category (3)

Use 3 Φ 10 mm stirrups @ 12 cm.

4.5.2 Design of beam 2-office floor :

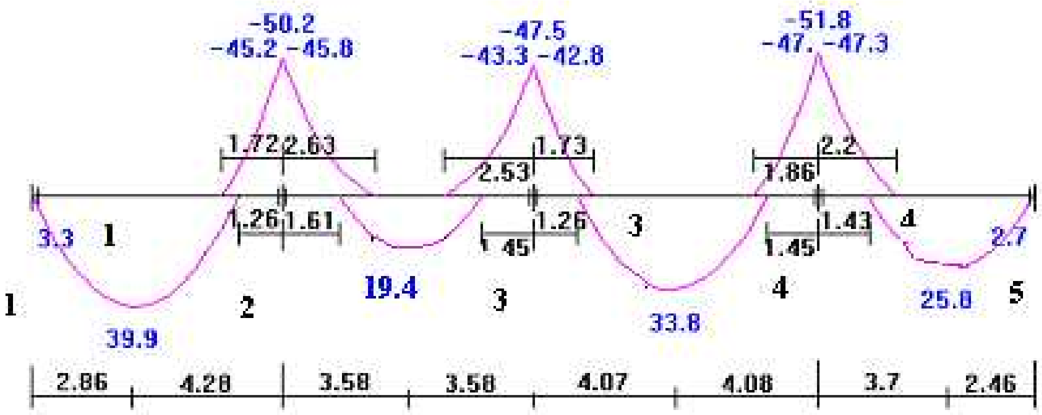


Figure (4-5):Moment Envelope for Beam 2 (ton.m)

Using the limitation of deflection's equations :

Min h = Ln / 21 for interior span

Min h =790 / 21 = 37.6 cm>32 cm

Assume the beam T – section with ;

H= 60cm b_{web}=30cm b_{flang}=80cm.

Calculation of Mn to determine if it behaves as T or rectangular–section:

Mu = 47.3 t.m at the face of support.

Mn_{req} = 47.3 /0.9 = 52.55 t.m.

Mn = 0.85*0.3*80*32*(54 – 32/2) / 100 = 248.06 t.m

Mn > Mn_{req} ;section will behave as rectangular beam with b = b_E .

1.**Design of neqative moment:**

Support 2:

Mu =45.8 ton.m

Mn = 45.8 / 0.9 = 50.88 t.m

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

b =30 cm d = 54 cm m = 15.7

Rn =Mn / bd ^{2} = 50.88*10^5/30 (54) ^{2} = 58.17 kg / cm ^{2}

ρ = 1/15.7 (1- (1- 2*15.7*58.17/4000)$^{1/2}$) = 0.0167

$\rho_{min} = \frac{\sqrt{30}}{2 \times 400} \le \frac{\sqrt{30}}{400}$

0.0068 ≥ 0.0034 0.0244> 0.0152 > 0.0034 OK.

A *s* req. =0.0167 *30 *54 = 27.12 cm ^{2}

Use 6 Φ 25 mm A *s* = 29.46 cm ^{2}

Support 3:

Mu = 43.3 ton.m

Mn = 43.3 / 0.9 = 48.1 t.m

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

b = 30 cm d =54 cm m = 15.7

Rn =Mn / bd ^{2} = 48.1*10^5 / 30 (54) ^{2} = 54.99 kg / cm ^{2}

ρ = 1/15.7 (1- (1- 2*15.7*54.99 /4000)$^{1/2}$) = 0.0156

A *s* req. =0.0156 *30 *54 = 25.4 cm ^{2}

Use 6 Φ 25 mm A *s* = 29.46 cm ^{2}

Support 4:

Mu =47.3 ton.m

Mn = 47.3 / 0.9 = 52.5 t.m

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

b =30 cm d = 54 cm m = 15.7

Rn =Mn / bd^2 = 52.5*10^5 /30 (54) ^{2} = 60.1 kg / cm^2

ρ = 1/15.7 (1- (1- 2*15.7*60.1/4000)$^{1/2}$) = 0.0174

$\rho_{min} = \dfrac{\sqrt{30}}{2 \times 400} \leq \dfrac{\sqrt{30}}{400}$

0.0068 ≥ 0.0034 0.0244> 0.0157 > 0.0034 OK.

A *s* req. =0.0174 *30 *54 = 28.179 cm^2

Use 6 Φ 25 mm A *s* = 29.46 cm^2

1.**Design of positive moment:**

Span 1:

Mu = 39.9 ton.m

Mn = 39.9/ 0.9 = 44.3 t.m

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

b = 80 cm d =54 cm m = 15.7

Rn =Mn / bd^2 = 44.3*10^5 / 80 (54) ^{2} = 18.99 kg / cm^2

ρ = 1/15.7 (1- (1- 2*15.7*18.99 /4000)$^{1/2}$) = 0.0048

$\rho_{min} = \dfrac{\sqrt{30}}{4 \times 400} \geq \dfrac{1.4}{400}$

0.0034 ≥ 0.0035 0.0244> 0.0048 > 0.0035 OK.

A *s* req. =0.0048 *80 *54 = 21.34 cm^2

Use 6 Φ 20 mm A *s* = 21.4 cm^2

Span 2 :

Mu = 19.4 ton.m

Mn =19.4 / 0.9 = 21.55 t.m

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

Rn =Mn / bd^2 = 21.55*10^5 / 80 (54)^2 = 9.24 kg / cm^2

ρ = 1/15.7 (1- (1- 2*15.7*9.24 /4000)$^{1/2}$) = 0.0023 < ρ_{min}

use ρ_{min} = 0.0035

A*s* req. =0.0035 *80 *54 = 15.12 cm^2

Use 5 Φ 20 mm A*s* = 15.7 cm^2

Span 3 :

Mu =33.8 ton.m

Mn = 33.8 / 0.9 = 37.55 t.m

Rn =Mn / bd^2 = 37.55*10^5 / 80 (54)^2 = 16.1 kg / cm^2

ρ = 1/15.7 (1- (1- 2*15.7*16.1 /4000)$^{1/2}$) = 0.0041

A*s* req. =0.0041 *80 *54 = 17.97 cm^2

Use 6 Φ 20 mm A*s* = 18.84 cm^2

Span 4 :

Mu =25.8 ton.m

Mn = 25.8 / 0.9 = 28.67 t.m

Rn =Mn / bd^2 = 28.67 *10^5 / 80 (54)^2 = 12.28 kg / cm^2

ρ = 1/15.7 (1- (1- 2*15.7*12.28 /4000)$^{1/2}$) = 0.00315

A*s* req. =0.00315 *80 *54 = 13.6 cm^2

Use 5 Φ 20 mm A*s* = 15.7 cm^2

2- Design of Shear

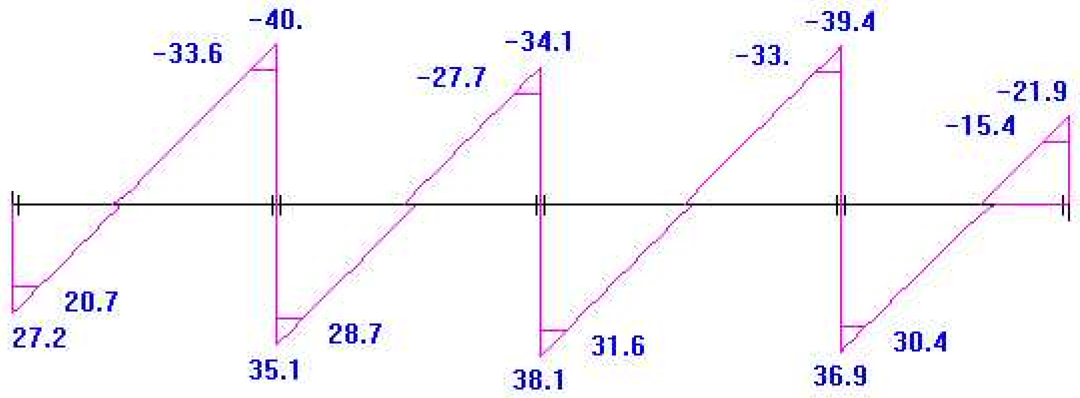


Figure (4-6):Shear Envelope for Beam 2 (ton)

$$\Phi V_c = 0.85\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd$$

$$=0.85\left(\frac{\sqrt{30}}{6}\right)30\times 54\times\frac{10}{1000} \quad = 12.57 \text{ t}$$

$$0.5\,\Phi V_c = 0.5*0.85\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd \quad = 6.3 \text{ t}$$

$\Phi V_{s\,min}$ = 1/3 Mpa *30*54*10/1000 =4.59 t

$\Phi V_c + \Phi V_{s\,min.}$ =12.57 +4.59 = 17.16 t.

$3\,\Phi V_c$ = 37.71 t.

$\Phi V_c + \Phi V_{s\,min.} < V_u \le 3\,\Phi V_c$ …….. **Category (4).**

$\Phi V_{s\,req} = V_u - \Phi V_c$ = 34.4 – 12.57 = 21.83 t

$S_{required}$= (0.85*2*0.79*4*54) / 21.83 = 13.3 cm ………. Control.

≤ d/2 = 54 /2 = 27 cm .

≤ 60 cm.

Complies with category (4)

Use 1 Φ 10 mm stirrups @ 1· cm.

Table (4.5.1): Basement & Ground Floor's Beam

beam No.	Span length (m)	Steel Reinforcement			Stirrups	
		Positive	**Negative Exterior Support**	**Negative Interior Support**	**c (mm)**	**Spacing (cm)**
B2	7.2	6Φ20	4Φ12	11Φ20	١٠	25
	7.15	5Φ20	-	11Φ20	١٠	25
	8.2	7Φ20	-	11Φ20	10	25
	6.15	6Φ20	4Φ12	-	١٠	25
B3	5.8	10Φ20	6Φ12	11Φ20	١٠	10
	5.6	6Φ20	-	8Φ20	١٠	10
	4.8	6Φ20	6Φ12	-	10	10
B5	5.7	10Φ20	4Φ12	12Φ20	١٠	10
	5.6	6Φ20	-	6Φ20	١٠	10
	4.5	3Φ20	-	12Φ20	١٠	10
	6.2	12Φ20	4Φ12	-	١٠	10
B6	7.1	5Φ20	4Φ12	10Φ20	10	25
	9.8	7Φ20	-	10Φ20	١٠	25
	5.6	2Φ20	-	5Φ20	١٠	25
	6.1	4Φ20	4Φ12	-	١٠	25
B7	5.1	3Φ20	6Φ12	9Φ20	١٠	10
	6	3Φ20	-	9Φ20	١٠	10
	5.7	7Φ20	-	12Φ20	10	10
	6.3	9Φ20	-	10Φ20	١٠	10

	5.3	8Φ20	6Φ12	-	١٠	10

Table (4.5.2): Basement Floor's Beam

beam No.	Span length (m)	Steel Reinforcement			Stirrups	
		Positive	Negative Exterior Support	Negative Interior Support	c (mm)	Spacing (cm)
B1	7.1	3Φ16	2Φ10	3Φ16	١٠	50
	7.1	3Φ16	-	3Φ16	١٠	50
	8.2	3Φ16	-	3Φ16	10	50
	6.2	3Φ16	2Φ10	-	١٠	50
B4	4.55	2Φ20	4Φ12	4Φ20	١٠	25
	6.3	3Φ20	-	8Φ20	10	25
	8.7	6Φ20	-	7Φ20	١٠	25
	4.5	2Φ20	-	7Φ20	١٠	25
	6.1	4Φ20	4Φ12	-	١٠	25
B8	5.1	3Φ16	2Φ10	3Φ16	10	50
	6	3Φ16	-	3Φ16	١٠	50
	5.7	3Φ16	-	3Φ16	١٠	50
	6.3	3Φ16	-	3Φ16	١٠	50
	5.3	3Φ16	2Φ10	-	١٠	50

Table (4.5.3): Ground Floor's Beam

beam No.	**Span length (m)**	**Steel Reinforcement**			**Stirrups**	
		Positive	**Negative Exterior Support**	**Negative Interior Support**	c **(mm)**	**Spacing (cm)**
B1	7.1	4Φ20	3Φ12	4Φ20	١٠	20
	7.1	3Φ20	-	4Φ20	١٠	15
	8.2	4Φ20	-	4Φ20	10	15
	6.2	3Φ20	3Φ12	-	١٠	20
B16	3.8	4Φ20	4Φ12	12Φ20	10	10
	6.3	11Φ20	4Φ12	-	١٠	10
B4	4.5	5Φ20	4Φ12	12Φ20	10	10
	6.1	10Φ20	4Φ12		١٠	10
B8	5.1	5Φ20	2Φ12	5Φ20	١٠	10
	6	4Φ20	-	5Φ20	١٠	10
	5.7	4Φ20	-	5Φ20	١٠	10
	6.3	5Φ20	-	6Φ20	١٠	10
	5.3	7Φ20	2Φ12	-	١٠	10

Table (4.5.4) Basement- Eighth Floor's Beam

beam No.	Span length (m)	Steel Reinforcement			Stirrups	
		Positive	**Negative Exterior Support**	**Negative Interior Support**	**c (mm)**	**Spacing (cm)**
B9	6.1	3Φ16	2Φ10	3Φ16	١٠	50
	6.4	3Φ16	-	3Φ16	١٠	50
	5.2	3Φ16	-	3Φ16	10	50
	5.2	3Φ16	-	3Φ16	١٠	50
	5.6	3Φ16	-	3Φ16	١٠	50
	5.3	3Φ16	-	3Φ16	10	50
	6.6	3Φ16	2Φ10	-	10	50
B11	10.4	10Φ20	4Φ12	4Φ12	١٠	25
B12	6.1	3Φ16	2Φ10	3Φ16	١٠	50
	3	3Φ16	2Φ10	-	١٠	50
B15	3.6	5Φ20	2Φ12	-	10	10
B10	2.2	3Φ16	2Φ16	3Φ16	10	50
	5.3	3Φ16	-	3Φ16	10	50
	6.9	3Φ16	2Φ10	-	10	50
B13	10	3Φ16	2Φ10	2Φ10	10	50
B14	5.2	3Φ16	2Φ10	2Φ10	10	50

Table (4.5.5): First-Eighth Floor’s Beam

beam No.	**Span length (m)**	**Steel Reinforcement**			**Stirrups**	
		Positive	**Negative Exterior Support**	**Negative Interior Support**	**c (mm)**	**Spacing (cm)**
B1	7.2	4Φ20	3Φ12	4Φ20	10	20
	7.15	4Φ20	-	4Φ20	١٠	15
	8.2	4Φ20	-	4Φ20	10	15
	6.15	4Φ20	3Φ12	-	١٠	20
B2	7.2	6Φ20	4Φ12	6Φ25	١٠	10
	7.15	5Φ20	-	6Φ25	10	10
	8.2	6Φ20	-	6Φ25	١٠	10
	6.15	5Φ20	4Φ12	-	١٠	10
B3	5.8	6Φ25	4Φ12	6Φ25	١٠	10
	5.6	4Φ20	-	6Φ25	10	10
	4.8	6Φ20	-	6Φ25	١٠	10
	6.15	5Φ20	4Φ12	-	١٠	10
B4	4.55	3Φ20	4Φ12	3Φ20	١٠	25
	6.3	2Φ20	-	9Φ20	١٠	25
	8.7	6Φ20	-	7Φ20	١٠	25
	4.5	5Φ20	-	4Φ20	10	25
	6.1	5Φ20	4Φ12	-	١٠	25
	5.7	7Φ20	4Φ12	10Φ20	١٠	10
	5.6	5Φ20	-	5Φ20	١٠	10

B5	4.5	3Φ20	-	11Φ20	١٠	10
	6.2	11Φ20	4Φ12	-	10	10

beam No.	Span length (m)	Steel Reinforcement			Stirrups	
		Positive	Negative Exterior Support	Negative Interior Support	c (mm)	Spacing (cm)
B6	7.1	5Φ20	4Φ12	8Φ25	١٠	10
	9.8	5Φ20	-	7Φ25	١٠	10
	5.6	3Φ20	-	4Φ20	10	20
	6.1	6Φ20	4Φ12	-	١٠	20
B7	5.1	7Φ20	4Φ12	8Φ20	10	12
	6	6Φ20	-	8Φ20	١٠	12
	5.7	6Φ20	-	6Φ20	١٠	12
	6.3	4Φ20	-	10Φ20	١٠	12
	5.3	10Φ20	4Φ12	-	10	12
B8	5.1	4Φ20	2Φ12	4Φ20	١٠	10
	6	3Φ20	-	4Φ20	١٠	10
	5.7	3Φ20	-	4Φ20	١٠	10
	6.3	3Φ20	-	6Φ20	١٠	10
	5.3	7Φ20	2Φ12	-	١٠	10
B16	٣.٨٥	5Φ20	4Φ12	9Φ20	١٠	١٠
	٦.٣٥	9Φ20	4Φ12	-	١٠	١٠

B4	٤.٥٥	5Φ20	4Φ12	10Φ20	١٠	١٠
	٦.١٥	8Φ20	4Φ12	-	١٠	١٠
B15	٣.٦	5Φ20	٢Φ12	-	١٠	١٠

4.6 Design of columns.

4.6.1Design of column C5 :

This column in the basement floor and is an internal column .

Total load on column takes from staad = 628.6 ton.

1. **Design of the longitudinal reinforcement:**

Pu =628.6 ton.

Type of column: "tied column".

Assume ρ_g=0.02.

Required Pn = Pu/Ø = 628.6/0.7 =898 ton.

Pn (max) =0.80Ag[0.85(fc') +ρ_g (fy-0.85*fc')]

898 ton =0.80Ag [0.85(0.30) +0.02 (4-0.85*0.30)]

Required Ag = 3402.5 cm^2.

Use 60 cm * 60cm.

Ag= 3600 cm^2

Determination of required ρ_g:

Pn (max) =0.80Ag[0.85(fc') +ρ_g (fy-0.85*fc')]

898 ton =0.80* (3600 [0.85(0.30) + ρ_g (4-0.85*0.30)]

ρ_g= 0.015

Required As = ρ_g * Ag= 0.015* 3600= 54 cm^2.

Use 12 Ø 25 – Ast = 4.91*12= 58.92 cm^2.

2. Design of the tie reinforcement:

Use Ø 10 ties.

Spacing ≤ 16*d_b (Longitudinal bar diameter) = 16 * 2.5= 40cm ……control.

48*d_t (ties bar diameter) = 48* 1.0 = 48.0cm.

Least dimension = 60 cm

Use "3 Ø 10" ties @ 40 cm spacing.

Use 60cm*60cm with 12 Ø 25 bars. with Ø 10 ties @ 40 cm spacing.

4.6.2 Design of column C4 :

1. Design of the longitudinal reinforcement

This column in the ground floor and is an exterior column .

Factored axial total load =224.7 ton.

Moment=6.67 ton .meter

Pn req = 224.7/0.7 = 321 ton.

Use ° = ° g = 1 %

Pn = 0.8 Ag {0.85 fc' + ° g (fy – 0.85(fc'))}

321 = 0.8 Ag {0.85(0.3) + 0.01(4 -(0.85)(0.3))

122 = 0.8 Ag { (0.255) + (0.03745))

Ag = 1372 cm^2.

Use 60cm x 30cm = 1800 cm^2 & Use ° g = ° min = 0.01

Ast req = (.01)(1800) = 18cm^2

Use 6Φ20 = 18.84 cm^2

Check slenderness effect:

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

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

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

L_u : Actual unsupported (unbraced) length.

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

h : Effective length factor.

M_1 : the smaller of end moment on the member.

M_2 : the larger of end moment on the member .

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

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

$\left(\frac{M_1}{M_2}\right)$ =1 for single curvature.

h =1 for braced frame according to ACI -10.12.1.

$\left(\frac{Klu}{r}\right)=\left(\frac{1\times 4.75}{0.3\times 0.3}\right)$ = 52.78 > $(34-12\left(\frac{M1}{M2}\right))$ = 22

$\therefore$ Slenderness effect must be considered

$M_{\min} = (15+0.03h)Pu$

$M_{\min} = (15+0.03\times 300)224.7$

=5.4 ton .m

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

Cm =1.0 single curvature , braced frame .

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

EI = larger of:

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

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

Where:

Ig: Gross moment of inertia ignoring steel.

Ise: Moment of inertia of reinforcement.

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

$E_C = 15000\sqrt{300} = 259.8$ ton/cm²

Ise = 2(3x3.14)(9) ² = 1560.14 cm^4

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

$$I_g = \left(\frac{60 \times 30^3}{12} \right) 5\ 135000\, cm^4 .$$

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

$$_d = \left(\frac{167.4}{224.7} \right) = 0.74$$

$$\text{EI} = \left(\frac{(0.2 \times 259.8 \times 135000) + (2000 \times 1560.14)}{1 + 0.74} \right)$$

EI =5824643.6 ton.cm².

or

$$\text{EI} = \left(\frac{0.4 \times 259.8 \times 135000}{1 + 0.74} \right) = 8062758.6 \text{ ton.cm}^2.$$

EI = 8062758.6 ton.cm² ………….. Control.

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

$$P_c = \left(\frac{(3.14)^2 \times 8062758.6}{(1 \times 475)^2} \right) = 352.7 \text{ ton.}$$

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

$$¢ns = \left(\frac{1}{1-(224.7/0.75 \times 352.7)} \right)$$

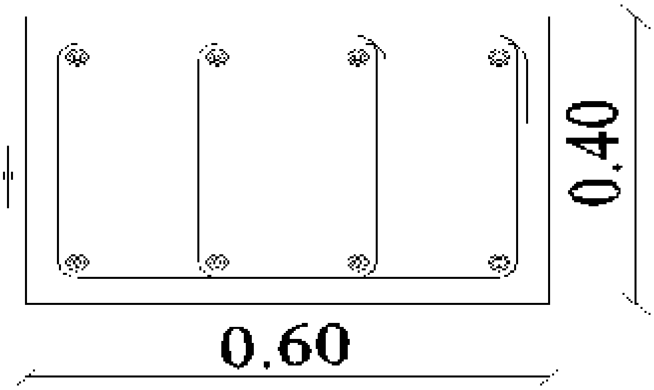
$¢ns$ = 6.25

The value of $¢ns$ is large so we use 60*40 section of column.

Use 60cm x 40cm = 2400cm² & Use ° g = ° min = 0.01

Ast req = (.01)(2400) = 24cm²

Use 8Φ20 = 25.12 cm²



Fig(4.6.1)Cross section in C4.

$$\left(\frac{Klu}{r} \right) = \left(\frac{1 \times 4.75}{0.3 \times 0.4} \right) = 39.6 > (34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right)) = 22$$

$\therefore$ Slenderness effect must be considered

$$M_{\min} = (15 + 0.03h)Pu$$

$$M_{\min} = (15 + 0.03 \times 400)224.7$$

=6.10 ton .m

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

Cm =1.0 single curvature , braced frame .

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

EI = larger of:

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

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

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

$$I_g = \left(\frac{60 \times 40^3}{12} \right) 5\ 320000\, cm^4 .$$

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

$$_d = \left(\frac{167.4}{224.7} \right) = 0.74$$

$$\text{EI} = \left(\frac{(0.2 \times 259.8 \times 320000) + (2000 \times 4923.52)}{1 + 0.74} \right)$$

EI =15215080 ton.cm².

or

$$\text{EI} = \left(\frac{0.4 \times 259.8 \times 320000}{1 + 0.74} \right) = 19111724.14 \text{ ton.cm}^2.$$

EI = 19111724.14 ton.cm² ………….. Control.

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

$$P_c = \left(\frac{(3.14)^2 \times 19111724.14}{(1 \times 475)^2} \right) = 836.01 \text{ ton.}$$

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

$$¢ns = \left(\frac{1}{1-(224.7/0.75\times 836.01)} \right)$$

$¢ns$ = 1.56

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

$e_{required}$ = 1.56(15 + 0.03 (400)) = 42.4 mm.

$e_{required}$ = 4.24 cm.

$Pn_{required}$ = 224.7 ton

Mn_{req} = 224.7 x 4.24 = 9.52 ton.cm.

Mn_{req} = 9.52 ton.m.

Use chart for steel reinforcement

1- $\left(\frac{e}{h} \right) = \left(\frac{4.24}{40} \right)$ = 0.106

2-(d-d')/h=75cm

3- ° g=0.02

By using chart

fc' =30 Mpa =4.35Ksi use 4 Ksi

Fy = 400Mpa =58 Ksi use 60 Ksi

Use E -4-60.75

From chart : $\left(\frac{¤Pn}{Ag} \right)$ =2Ksi =13.78 Mpa

$$Ag_{required} = \left(\frac{¤Pn}{Ag} \right) = \left(\frac{2247\times 1000}{13.78\times 1000000} \right)$$

= 0.1630

Use 60*40

Ag = 2400 cm²

d'=4+1+1=6cm

d=40-6 =34cm

$$\left(\frac{e}{h}\right)=\left(\frac{4.24}{40}\right)=0.106$$

$$¥=\left(\frac{d-d'}{h}\right)=\left(\frac{34-6'}{40}\right)=0.7$$

$$\left(\frac{¤Pn}{Ag}\right)=\left(\frac{2247\times 10}{2400}\right)=9.36\text{Mpa}$$

$$= 1.36 \text{ Ksi}$$

$$\left(\frac{¤Pn}{Ag}\times\frac{e}{h}\right)=1.36*0.106=0.144 \text{ Ksi}$$

Use E-4-6-0.75

From chart ° g< $°_{min}$

° = $°_{min}$ = 0.01

As =0.01*60*40=24 cm²

Use 8Φ20 bars ,with As=25.13 cm²

Check design:

$P_{\circ} = 0.85 fc'(Ag - Ast) + (fy \times Ast)$

$P_{\circ}$ = 0.85 X 0.3 X (2400 – 25.12) + (4 X 25.12)

$P_{\circ}$ = 706.07 ton.

Pn max = 0.8 $P_{\circ}$

= 0.8(706.07) = 564.8 ton.

564.8 ton > 224.7 ton

∴ Design is OK

2. Design of the tie reinforcement:

Use Ø 10 ties.

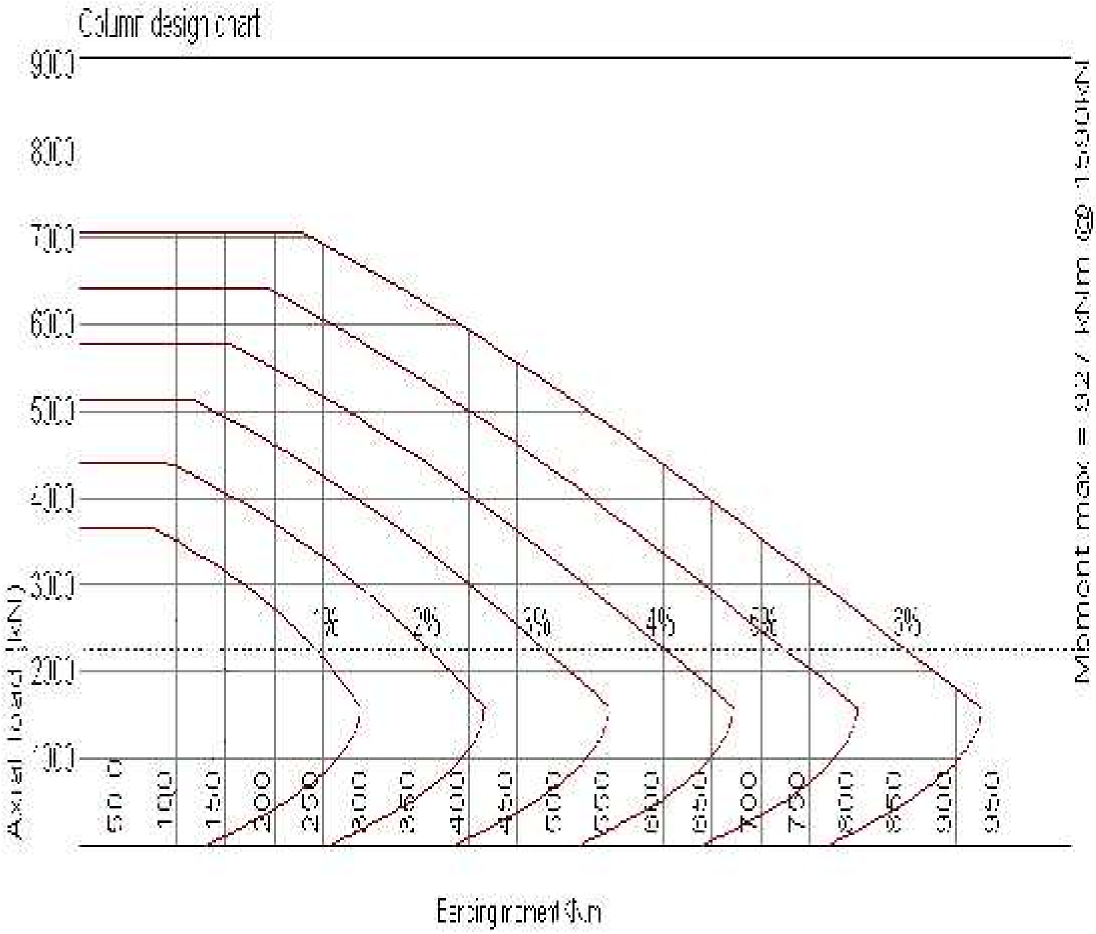
Spacing ≤ 16*d_b (Longitudinal bar diameter) = 16 * 2= 32cm ….Control.

48*d_t (ties bar diameter) = 48* 1.0 = 48.0cm.

Least dimension = 40 cm

Use "2 Ø 10" ties @ ٣٠ cm spacing.

Use 40cm*60cm with 8 Ø 20 bars. with Ø 10 ties @ ٣٠cm spacing .



Fig(4.6.2)interaction diagram for C4.

Table (4.6.1): Columns Tables

Column No.	Floor No.	Column Dimension (cm)	Vertical Reinforcement		Ties		
			No. Of Bars	Size (mm)	No. Of Ties	Size (mm)	Spacing (cm)
C 1	Basement	40* 20	٤	٢٠	1	١٠	٣٠
	Ground	40 *20	٤	٢٠	1	١٠	٣٠
	First	30 *20	4	16	1	10	25
	Second-Fourth	30* 20	4	16	1	١٠	25
	Fifth-Seventh	30 * 20	4	14	1	١٠	2٠
	Eighth	٢٥ * ٢٥	4	14	1	١٠	2٠
C 2	Basement	60 *30	٦	20	٢	١٠	30
	Ground	60 *30	6	20	٢	١٠	30
	First	60 *25	6	20	2	10	25
	Second-Fourth	50 * 25	6	20	2	١٠	25
	Fifth-Seventh	٤0 *20	4	1٦	1	١٠	20
	Eighth	٢٥ *20	4	14	1	١٠	2٠
C 3	Basement	60 *30	8	25	2	١٠	30
	Ground	60 *30	٨	20	٢	١٠	30
	First	60 *25	8	20	2	10	25
	Second-Fourth	50 *25	8	20	2	١٠	25
	Fifth-Seventh	40* 20	4	16	1	١٠	25
	Eighth	٢٥* 20	4	14	1	١٠	2٠

C 4	Basement	60 *40	8	20	٢	١٠	30
	Ground	60 *40	8	20	٢	١٠	30
	First	60 *٣٠	6	20	2	10	30
	Second-Fourth	60 *25	6	18	2	١٠	25
	Fifth-Seventh	50 * 25	4	16	2	١٠	25
	Eighth	٢٥* 20	4	14	1	١٠	2٠

Column No.	Floor No.	Column Dimension (cm)	Vertical Reinforcement		Ties		
			No. Of Bars	**Size (mm)**	**No. Of Ties**	**Size (mm)**	**Spacing (cm)**
C 5	Basement	60* 60	12	٢5	3	10	40
	Ground	60* 60	12	٢5	3	10	40
	First	60* 50	10	25	3	10	40
	Second-Fourth	60* 40	10	25	2	10	40
	Fifth-Seventh	40 * 30	8	25	1	10	30
	Eighth	٢٥ * ٢٥	٤	١٤	1	10	20
C 6	Basement	70* 60	12	25	3	10	40
	Ground	70* 60	12	25	3	10	40
	First	60* 50	12	25	3	10	40
	Second-Fourth	60* 50	10	25	3	10	40
	Fifth-Seventh	50* 30	8	25	2	10	30
	Eighth	٢٥ * ٢٥	٤	١٤	1	10	20
C7	Basement	70* 60	12	25	3	10	40
	Ground	70* 60	12	25	3	10	40
	First	60*50	10	25	3	10	40

	Second-Fourth	60*40	10	25	3	10	40
	Fifth-Seventh	40* 30	6	25	1	10	30
	Eighth	25* 25	4	14	1	10	20
C 8	Basement	60 * 25	6	20	2	10	25
	Ground	60 * 25	6	20	2	10	25
	First	60 * 25	6	20	2	10	25
	Second-Fourth	50 *25	6	16	2	10	25
	Fifth-Seventh	40* 25	4	16	1	10	25
	Eighth	25* 25	4	14	1	10	20

Column No.	**Floor No.**	**Column Dimension (cm)**	**Vertical Reinforcement**		**Ties**		
			No. Of Bars	**Size (mm)**	**No. Of Bars**	**Size (mm)**	**Spacing (cm)**
C9	Basement	60 * 25	6	18	2	10	25
	Ground	60 * 25	6	18	2	10	25
	First	60 * 25	6	18	2	10	25
	Second-Fourth	50 * 25	6	16	2	10	25
	Fifth-Seventh	40 * 25	4	16	1	10	25
	Eighth	25* 25	4	14	1	10	20
C 10	Basement	60 * 4٠	10	٢5	2	10	40
	Ground	60 * 4٠	10	٢5	2	10	40
	First	60 * 30	8	٢5	2	10	30
	Second-Fourth	50 * 30	8	25	2	10	30
	Fifth-Seventh	30 * 30	4	25	1	10	30
	Eighth	25* 25	4	14	1	10	20
	Basement	60 * 40	6	25	2	10	40
	Ground	60 * 40	6	25	2	10	40

C 11	First	60 * 30	6	25	2	10	30
	Second-Fourth	50 * 30	6	20	2	10	30
	Fifth-Seventh	40 * 30	4	20	1	10	30
	Eighth	25* 25	4	14	1	10	20
C 12	Basement	60 * 40	14	25	3	10	40
	Ground	60 * 40	14	25	3	10	40
	First	60 * 30	12	25	3	10	30
	Second-Fourth	60 * 30	8	25	2	10	30
	Fifth-Seventh	40 * 30	4	20	1	10	30
	Eighth	25 * 25	4	14	1	10	20

Column No.	**Floor No.**	**Column Dimension (cm)**	**Vertical Reinforcement**		**Ties**		
			No. Of Bars	**Size (mm)**	**No. Of Bars**	**Size (mm)**	**Spacing (cm)**
C 13	Basement	50 * 30	4	25	1	10	30
	Ground	50 * 30	4	25	1	10	30
	First	40 * 25	4	20	1	10	25
	Second-Fourth	40 * 25	4	20	1	10	25
	Fifth-Seventh	30 * 25	4	16	1	10	25
	Eighth	25 * 25	4	14	1	10	20
C 14	Basement	60 * 50	12	25	3	10	40
	Ground	60 * 50	12	25	3	10	40
	First	60 * 40	10	25	2	10	40
	Second-Fourth	60 * 40	6	25	2	10	40
	Fifth-Seventh	40 * 30	4	25	1	10	30
	Eighth	25 * 25	4	14	1	10	20
	Basement	60 * 60	8	25	3	10	40
	Ground	60 * 60	8	25	3	10	40

C 15	First	60 * 50	6	25	2	10	40
	Second-Fourth	60 * 40	6	25	2	10	40
	Fifth-Seventh	40 * 30	6	25	1	10	30
	Eighth	25* 25	٤	١٤	١	10	٢٥
C 16	Basement	60 * 50	6	25	2	10	40
	Ground	60 * 50	6	25	2	10	40
	First	60 * 40	6	25	2	10	40
	Second-Fourth	60 * 30	6	25	2	10	30
	Fifth-Seventh	40 * 30	4	20	1	10	30
	Eighth	25* 25	4	14	1	10	20

Column No.	**Floor No.**	**Column Dimension (cm)**	**Vertical Reinforcement**		**Ties**		
			No. Of Bars	**Size (mm)**	**No. Of Bars**	**Size (mm)**	**Spacing (cm)**
C 17	Basement	60 * 25	6	20	2	10	25
	Ground	60 * 25	6	20	2	10	25
	First	50 * 25	4	20	1	10	25
	Second-Fourth	50 * 25	4	20	1	10	25
	Fifth-Seventh	30 * 25	4	16	1	10	25
	Eighth	25* 25	4	14	1	10	20

4.7 Footing Design :

4.7.1 Design of squre footing F٧

From Column (C23):

Service load = 272.9 ton …….from STAAD.Pro – analysis.

Factored load = 398.5 ton

Allowable soil pressure = 4.0 kg/cm^2

Column= 60 cm x 40 cm

Footing Area:

Estimate footing to be about 70 cm thick, in addition to about 10 cm of blinding concrete.

Footing Weight = 0.8 × 2.4 = 1.92 ton/m^2 .

Load :

Coarse Sand Fill and Tile = 0.10 * 2 = 0.2 ton/m^2 .

Concrete = 0.10*2.5 = 0.25 ton/m^2 .

Overberden = 0.40*1.6 = 0.64 ton/m^2 .

Load = 1.09 t / m^2

Total load = 1.09 + 1.92 = 3.01 t / m^2

P net = 40 – 3.01 =36.99 ton/m^2.

Area (A) = Total Weight / Soil Pressure

$A = \dfrac{272.9}{36.99} = 7.38$ 272.9 / 36.99 m^2 .

Use

L = 2.8 m, W = 2.8 m,

A = 2.8 × 2.8 =7.84 m ^{2}

Determine depth based on shear strength

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\, b_w d \;=\; 0.85 \times \frac{1}{6}\sqrt{30} \times (280) \times (d) \times 10 = 2172.63d$$

$$P_{net} = \frac{P_u}{Area} = \frac{398.5}{7.84} = 50.82 \text{ ton / m}^2 .$$

Vu = (Pnet)(one way shear area)

$$Vu = (5.082)(280)\left(\frac{280-40}{2} - d\right)$$

$$\Phi V_c = V_u$$

$$2172.63\, d = (5.082)(280)\left(\frac{280-40}{2} - d\right)$$

d = 47.5 cm .

$\therefore$ Use d = 50 cm

Total depth of footing = 50 + 8 + 2

= 60cm.

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

$$V_u = P_{net} \times \left((W) \times (L) - (a+d)(b+d) \right)$$

=5.082[(280)(280) – (40+50)(60+50)]/1000 = 347.98 ton.

The punching shear strength is the smallest of:

$$V_c = \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{{}_c}\right)\sqrt{f_c{}'}\, b_o d \qquad = 0.38\sqrt{f_c{}'}\, b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o / d} + 2\right)\sqrt{f_c{}'}\, b_o d \quad = 0.583\sqrt{f_c{}'}\, b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c{}'}\, b_o d \qquad = 0.33\sqrt{f_c{}'}\, b_o d \text{ …………..Control}$$

Where:

${}_c$ = a / b = 60 /40 = 1.5

b_o = Perimeter of critical section taken at (d/2) from the loaded area

= 2{(50+40)+(50+60)} = 400 cm.

$\sim_s$ = 40 For interior column

$$V_c = 0.33\sqrt{30}(400)(50)\left(\frac{10}{1000}\right) = 361.49\,ton.$$

$\Phi V_c < V_u$ 0.85×361.49 ton <347.98 ton

307.26 ton < 347.98 ton

NOT OK

Re-Calculate required d to satisfy punching shear

Let d=60cm in addition to about 10 cm of blinding concrete.

$$V_u = P_{net} \times \left((W) \times (L) - (a+d)(b+d) \right)$$

=5.082[(280)(280) – (40+60)(60+60)]/1000 = 337.4 ton.

The punching shear strength is the smallest of:

$$V_c = \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{{}_c}\right)\sqrt{f_c{}'}\, b_o d \qquad = 0.38\sqrt{f_c{}'}\, b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o / d} + 2\right)\sqrt{f_c{}'}\, b_o d \quad = 0.621\sqrt{f_c{}'}\, b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c{}'}\, b_o d \qquad = 0.33\sqrt{f_c{}'}\, b_o d \text{ …………..Control}$$

Where:

$_c$ = a / b = 60 /40 = 1.5

b_o = Perimeter of critical section taken at (d/2) from the loaded area

= 2{(60+40)+(60+60)} = 440 cm.

~$_s$ = 40 For interior column

$$V_c = 0.33\sqrt{30}(400)(60)\left(\frac{10}{1000}\right) = 433.79 ton.$$

$\Phi V_c > V_u$ 0.85×433.79 ton >337.4 ton

368.72 ton> 337.4 ton

$\therefore$ OK

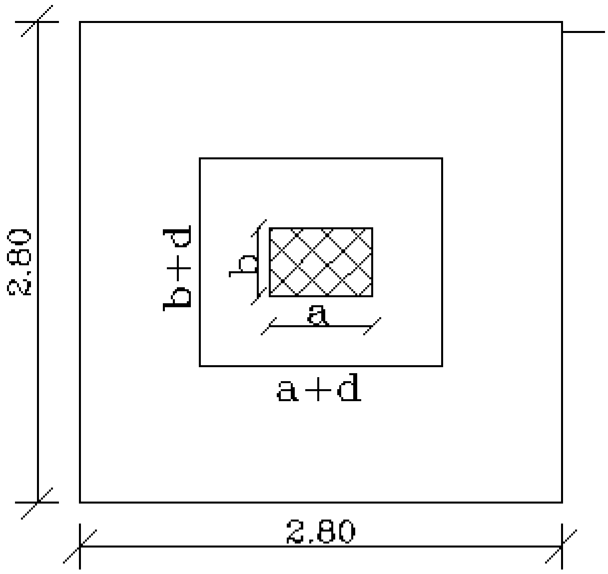


Fig. (4.7.1): Two way shear area.

Check transfer of load at base of column:

$\Phi Pn = \Phi(0.85\, fc' Ag)$

$\Phi Pn = 0.7(0.85)(0.3)(40 \times 60) = 428.4 ton >$ 398.5 ton.

Since ΦPn >Pu ,the area of dowels is controlled by minimum reinforcement .

Min dowels = ° min× Ag =0.005*60*40

=12 cm²

Use 6Φ16

Development Length (L_d)

Ldb= $\frac{400}{4\sqrt{30}} \times d_b$ =18.25 d_b =29.21 cm

But not less than:

Ldb = 0.044(400) d_b =28.16 cm

Available Ld =60-8-(2*2+1.6//2)=47.2cm

47.2>29.21 OK

Design for Bending Moment:

parallel to short side of the column.

Mu = $\left(P_{net} \times L \times \left(\frac{W}{2} - \frac{b}{2}\right)\right) \times 0.5\left(\frac{W}{2} - \frac{b}{2}\right)$

$$= \left(50.82 \times 2.80 \times \left(\frac{2.80}{2} - \frac{0.4}{2}\right)\right) \times 0.5\left(\frac{2.8}{2} - \frac{0.4}{2}\right) = 102.4 \text{ ton.m}$$

Mn = $\frac{Mu}{\Phi} = \frac{102.4}{0.9} = 113.78$ ton

Rn = $\frac{Mn}{bd^2} = \frac{113.78 \times 10^5}{280 \times 60^2}$ $= 11.28\, Kg/cm^2$.

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

$$\circ = \frac{1}{15.7}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 11.28}{4000}}\right)$$

$\circ$ = 0.00288 > $\circ_{min} = 0.002$

Req. A_s = 0.00288 (280) (60) = 48.38cm ^{2}

Use 16 Φ20

A_s = 50.24 cm ^{2} .

Development Length (L_d):

Category A item 2

$$Ld=\left(\frac{fy}{2\sqrt{fc'}}\sim\times\quad\times¥\times db\right)$$

$$Ld=\left(\frac{400}{2\sqrt{30}}\times1\times1\times1\times2\right)=٧٣.٠٣\ \text{cm}$$

Available Ld =110-8=102cm

102>٧٣.٠٣

OK.

4.7.2 Design of strip footing:

Weight of wall=height * thickness of wall *1m wide *γconcrete

= 36.37*0.30*2.40*1

=26.18 ton/m

Total uniform load from column=29.3 ton /m

Total load=26.18+29.3=55.48 ton/m

Determine the footing width:

Assume the footing depth to be 60cm .

Allowable net soil pressure =40-(2.4*0.60).

=38.56ton/m²

Footing width =55.48/38.56=1.438 m

So select 1.5 m width strip footing.

Total load factored =79.52 ton/m.

P net = $\frac{Pu}{area}$ = $\frac{79.52}{1.5\times1}$ =53 ton /m².

With no shear reinforcement;

$$\Phi V_c = V_u$$

$$0.85\times\frac{1}{6}\sqrt{30}\times(100)\times(d)=(53)\left(\frac{1.5-0.30}{2}-\ d\right)$$

77.6 d = 31.8-53d

d=0.24m

h=24+2+8=34

so select 40cm depth of footing.

Determine reinforcement for moment strength :

$$\text{Mu} = (P\text{net})\left(\frac{w-bw}{2}\right)\left(\frac{w-bw}{2}\right)$$

$$\text{Mu} = (53\times1)\left(\frac{1.5-0.30}{2}\right)\left(\frac{0.60}{2}\right) = 9.54 ton.m/m$$

$$\text{Mn} = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{9.54}{0.9} = 10.60 \text{ ton.m/m}$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{10.60}{100\times30^2} \quad = 11.78\, Kg/cm^2 .$$

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

$$° = \frac{1}{15.7}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times15.7\times11.78}{4000}}\right)$$

$° = 0.003 > \quad °_{\text{min}} = 0.002$

Req. A_s = 0.003 (100) (40) = 9.05 cm ^{2} /m

No of bar $= \dfrac{9.05}{1.53} = 5.9 bar/m$

Spacing of bars =100/5.9 =16.9 cm

Use Φ 14 @ 15 cm .

Development Length (L_d):

Category A item 2

$$\text{Ld}=\left(\frac{fy}{2\sqrt{fc'}}\sim\times\quad\times¥\times db\right)$$

$$\text{Ld}=\left(\frac{400}{2\sqrt{30}}\times1\times1\times1\times1.4\right)\text{=51.12cm}$$

Available Ld $= \frac{150-30}{2} - 8 = 52$

52>51.12

Design of dowels bars:

$A_s$min req = 0.0015 *100*30=4.5 cm²

No of Φ 10=4.5/.79=5.69 bar/m

Use 1Φ10@17 cm .

Development Length (L_d)

Ldb= $\frac{400}{4\sqrt{30}} \times d_b$ =18.25 d_b=18.25 cm

But not less than:

Ldb = 0.044(400) d_b=17.6 cm

Available Ld =60-8-(1.4+1.4/2)=29.9cm

29.9>18.25

OK

4.7.3 Design of mat foundation :

Design of mat foundation MF2 :

Total Service Load = 1272.25 ton. …….from STAAD.Pro – analysis.

A_{req} = 1272.25 / 40 = 31.8 m^2.

Wu (factored) = 884.6 + 699.51 = 1584.11 ton.

q_{net} = Wu / $A_{provided}$; $A_{provided}$ = (3.5 + 1.2) (7.95 + 1.2) = 43 m^2

q_{net} = (884.6 + 699.51) / 43 = 36.83 ton / m^2

For 1-m wide strip

q_{net} = 36.83*1 = 36.83 ton / m.

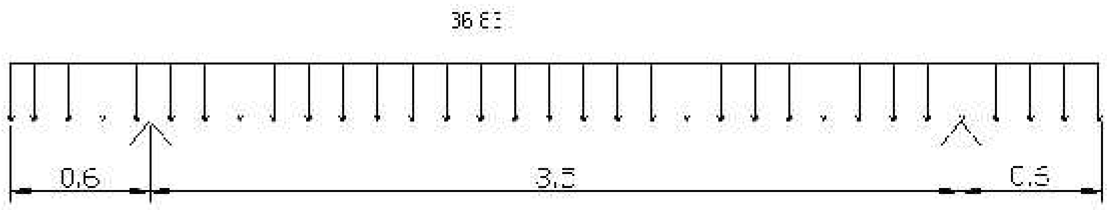


Figure (4.7.2): shear wall base (MF2).

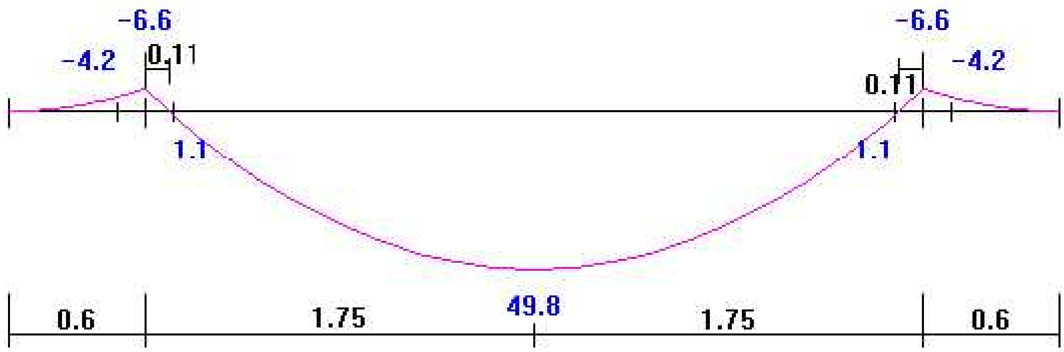


Figure (4.7.3): moment envelope in (MF2).

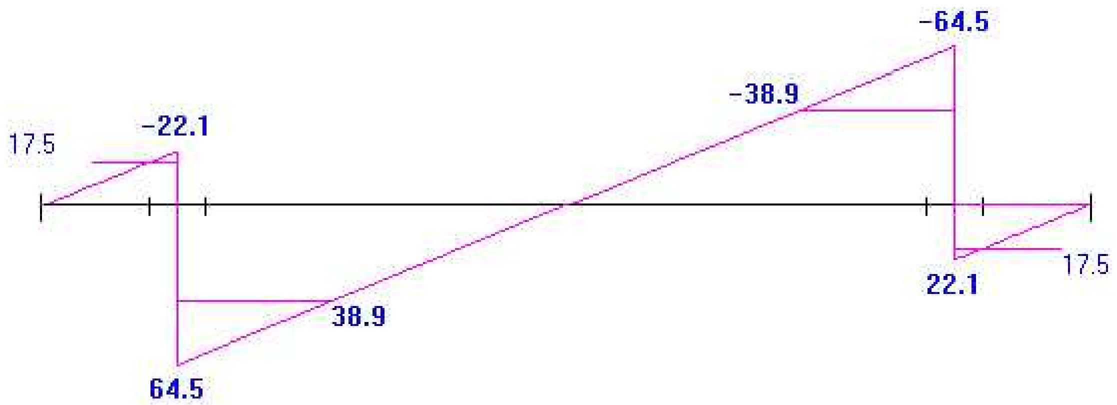


Figure (4.7.4): shear envelope in (MF2).

Vu = 38.9 ton.

Vu = ΦVc

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \, b_w d$$

$$\Phi V_c = .85 \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 100 \times \; d \times \frac{10}{1000}$$

77.6 *d = 38.9

d = 50.1 cm.

Use d = 50 cm.

Design of positive moment :

Mu = 49.8 ton.m

Mn = 49.8 / 0.9 = 55.33t.m

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

Rn =Mn / bd ^{2} = 55.33 *10 ^{5} /100 (60) ^{2} = 19.92 kg / cm ^{2}

ρ = 1/15.7 (1- (1- 2*15.7*19.92 /4000)$^{1/2}$) = 0.0051

ρ_{min} = 0.0035 < 0.0051 < ρ_{max} = 0.0244.

A s req. =0.0051 *100 *50 = 25.9 cm ^{2}

Use Φ 18 mm @ 10 cm.

Design of neqative moment :

Mu = 4.2 ton.m

Mn = 4.2 / 0.9 = 4.67t.m

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

Rn =Mn / bd ^{2} = 4.67 *10 ^{5} /100 (50) ^{2} = 1.86 kg / cm ^{2}

ρ = 1/15.7 (1- (1- 2*15.7*1.86 /4000)$^{1/2}$) = 0.00046.

ρ = 0.00046 < ρ_{min} = 0.0018 …..use minimum reinforcement.

A s req. =0.0018 *100 *50 = 9 cm ^{2}

Use Φ 12 mm @ 12.5 cm.

So , in other direction provide shrinkage & temperature reinforcement.

The mat foundations that have L – shape are designed using STAAD-Pro.

Table (4 .7.1): Squre Footings

Footing No.	Total load (Ton)	Dimensions (cm)			Reinforcement	
		Length(L) (cm)	Width(B) (cm)	Height(H) (cm)	L Direction	B Direction
F 1	٦٢٨.٦	٣٥٠	٣٥٠	٨٠	٢٥Φ٢٠	٢٥Φ٢٠
F2	٦٧٢.٧	٣٥٠	٣٥٠	٨٠	٢٧Φ٢٠	٢٧Φ٢٠
F3	٤٣٥.٤	٣٢٠	٣٢٠	٧٠	٢٠Φ٢٠	٢٠Φ٢٠
F4	٥٢٠.٨	٣٥٠	٣٥٠	٨٠	٢٣Φ٢٠	٢٣Φ٢٠
F5	٤٧٤.٤	٣٥٠	٣٥٠	٨٠	٢١Φ٢٠	٢١Φ٢٠
F6	١٩٣.١	٢٠٠	٢٠٠	٦٠	٧Φ٢٠	٧Φ٢٠
F7	٣٩٨.٥	٢٨٠	٢٨٠	٧٠	١٦Φ٢٠	١٦Φ٢٠
F8	٥٥١.١	٣٨٠	٣٨٠	٨٠	٢٦Φ٢٠	٢٦Φ٢٠
F9	٤٩٧.٨	٣٠٠	٣٠٠	٧٠	٢٠Φ٢٠	٢٠Φ٢٠

4.9 **Design of Stairs:**

4.8.1 Design of stair (A) :

1. **Limitation Of Deflection**

Min h = L / 24 for one end continuos .

Min h =343 / 24 = 14.29 cm

Take h = 15 cm

Y = $\tan^{-1}$ (2 / 3. 5) = 308.

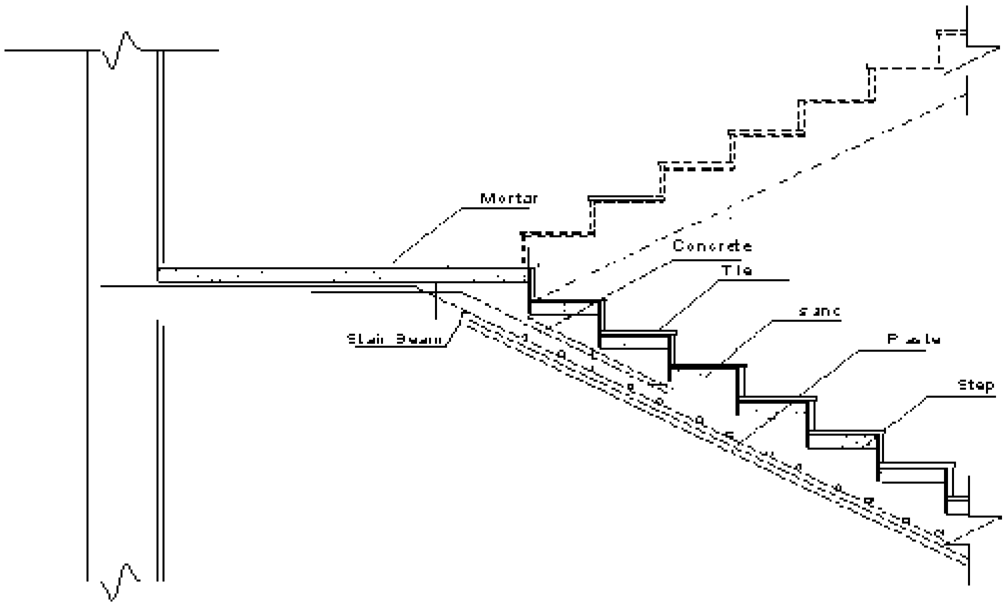


Fig (4.8.1) Cross section of stair.

2.Dead load:

$$\text{Plaster } = \frac{(0.03m)(2.2ton/m^3)(1m)}{\cos 30} = 0.076ton/m$$

$$\text{Concrete} = \frac{(0.15m)(2.5ton/m^3)(1m)}{\cos 30} = 0.43ton/m$$

$$\text{Mortar} = \left(\frac{0.3m + 0.18m}{0.3m}\right)\left(0.02m \times 2.2ton/m^3 \times 1m\right) = 0.07ton/m$$

$$\text{Tiles} = \left(\frac{0.35m + 0.18m}{0.3m}\right)\left(0.03m \times 3ton/m^3 \times 1m\right) = 0.159ton/m$$

Stair = 0.18 *0.5*2.5 =0.225 ton/m

Total dead load = 0.964 ton/m

Factored dead load = 1.4 (0.964) = 1.35 ton/m

Live load = 0.5 ton/m².

Factored live load = 1.7(0.5) =0.85 ton/m

q_u = 1.35 + 0.85 = 2.2 ton/m

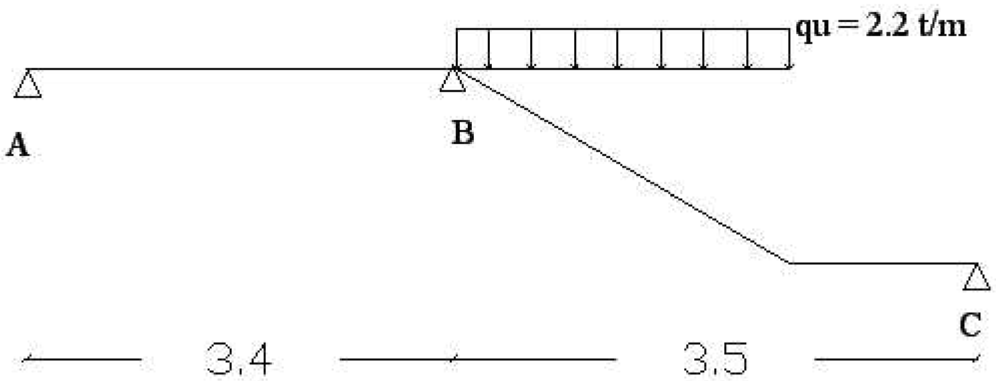


Fig (4.8.2) stair part A.

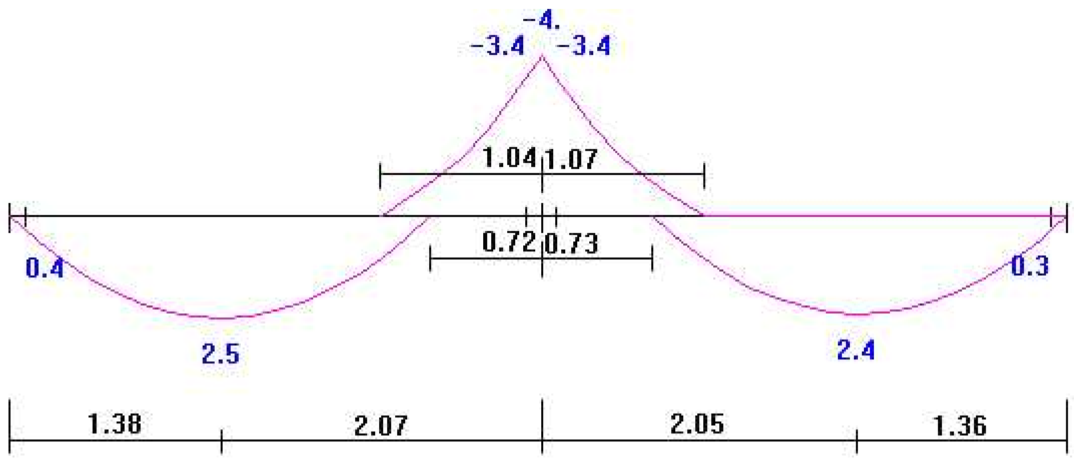


Fig (4.8.3) : Moment Envelope for Stair A .

3. Analysis :

Support reaction :

Ay = Cy = 4.4 t

By = 11.6 t

Mn_{max} = 4.8 t.m

Design of negative moment:

Mu = 4.8 ton.m

Mn = 4.8 / 0.9 = 5.33 ton.m

m = 15.7

Select Φ12 :

d = 15-2-0.6 = 12.4 cm.

Rn =Mn / bd^2 = $5.33*10^5/100\,(12.4)^2 = 34.7$ kg / cm^2

$\rho = 1/15.7\,(1-(1-2*15.7*34.7/4000)^{1/2}) = 0.00935$

${}^{\circ}_{min.} = 0.0035 < \rho_{req} = 0.00935 < {}^{\circ}_{max.} = 0.0244$

A_s req. =0.00935 *100 *12.4 = 11.6 cm^2

Use1 Φ16 mm @ 15 cm $\quad$ A_s = 13.4 cm^2

Design of positive moment :

Mu = 2.9 ton.m

Mn = 2.9 / 0.9 = 3.22 ton.m

m = 15.7.

Rn =Mn / bd^2 = 3.22*10^5/100 (12.4) ^{2} = 20.94 kg / cm^2

ρ = 1/15.7 (1- (1- 2*15.7*20.94 /4000)$^{1/2}$) = 0.0055

$°_{min.}$ = 0.0035 < $ρ_{req}$ = 0.0055 < . $°_{max.}$ = 0.0244

A s req. =0.0055 *100 *12.4 = 6.78 cm^2

Use1 Φ12 mm @ 15 cm   A s = 10.26 cm^2

Design of Shear

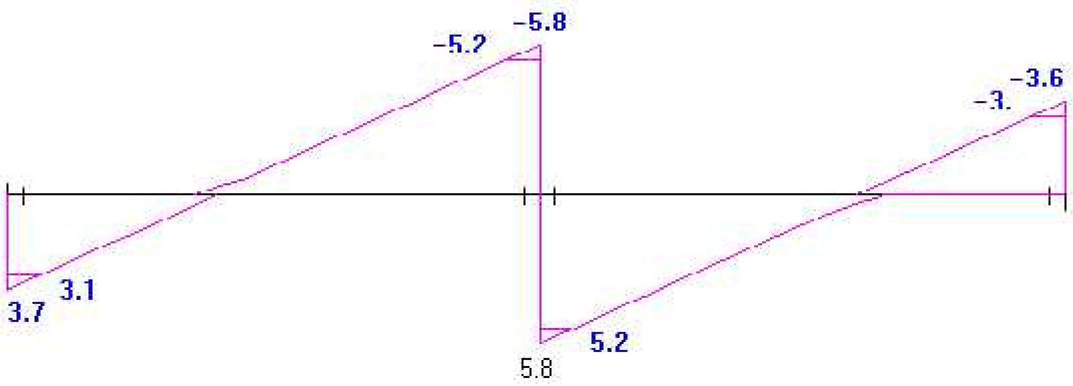


Fig (4.8.4) : shear Envelope for Stair A.

$$\Phi V_c = 0.85\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd \quad = 0.85*((30)^{1/2}/6)*100*12.4*10/1000 = 9.62 \text{ t}$$

ΦV_c > V_u = 5.2 at critical section .

Shear reinforcement is not required.

4.8.2 Design of stair (B) :

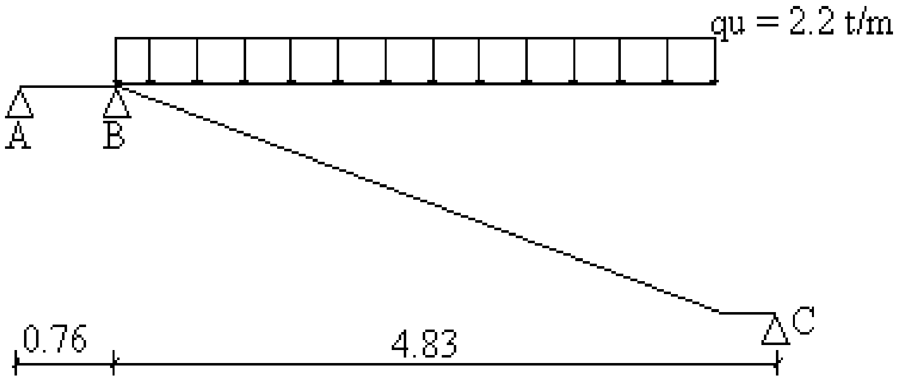


Fig (4.8.5) stair part B

Analysis :

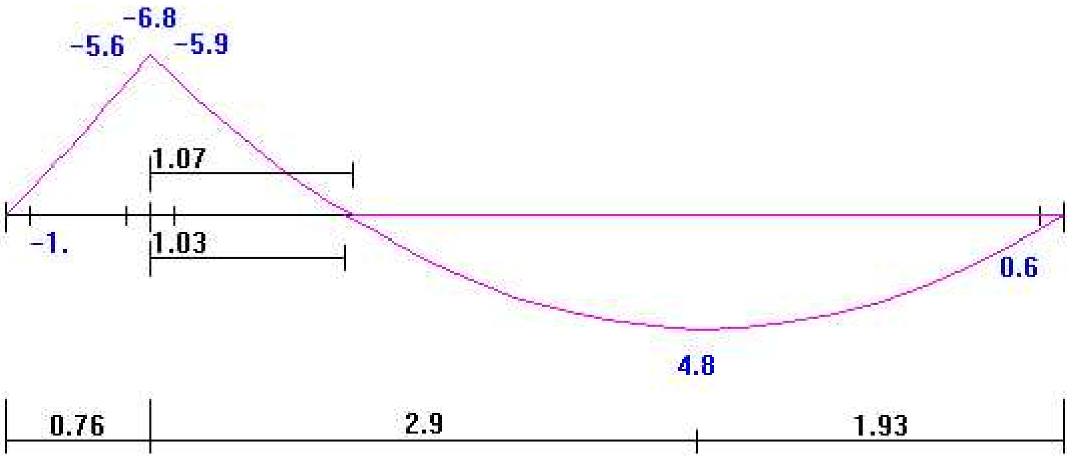


Fig (4.8.6) : Moment Envelope for Stair B .

Support reaction :

Ay = 8.3 ton.

By = 19.7 ton.

Cy = 5.1 ton.

Mn_{max} = 6.8 t.m

Design of negative moment:

Mu = 6.8 ton.m

Mn = 6.8 / 0.9 = 7.55 ton.m

m = 15.7

Select Φ12 :

d = 15-2-0.6 = 12.4 cm.

Rn =Mn / bd^2 = 7.55*10^5/100 (12.4) ^{2} = 49.14 kg / cm^2

ρ = 1/15.7 (1- (1- 2*15.7*49.14 /4000)$^{1/2}$) = 0.0137

$°_{min.}$ = 0.0035 < $ρ_{req}$ = 0.0137 < . $°_{max.}$ = 0.0244

A *s* req. =0.0137 *100 *12.4 = 17.1 cm^2

Use1 Φ18 mm @ 12.5 cm A *s* = 20.32 cm^2

Design of positive moment :

Mu = 4.8 ton.m

Mn = 4.8 / 0.9 = 5.33 ton.m

m = 15.7

Rn =Mn / bd^2 = 5.33*10^5/100 (12.4) ^{2} = 34.7 kg / cm^2

ρ = 1/15.7 (1- (1- 2*15.7*34.7 /4000)$^{1/2}$) = 0.00935

$°_{min.}$ = 0.0035 < $ρ_{req}$ = 0.00935 < . $°_{max.}$ = 0.0244

A *s* req. =0.00935 *100 *12.4 = 11.6 cm^2

Use1 Φ18 mm @ 20 cm A *s* = 12.7 cm^2

Design of shrinkage reinforcement for stair A , B :

$°_{min.}$ = 0.0018 ……. for Fy (300 – 400) Mpa

A *s* req. =0.0018 *100 *15 = 2.4 cm^2

Use Φ10 mm

$A\,s_{provided.} = (100 / 25) *0.79 = 3.16\ cm^2$

Use1 Φ10 mm @ 25 cm

Design of Shear

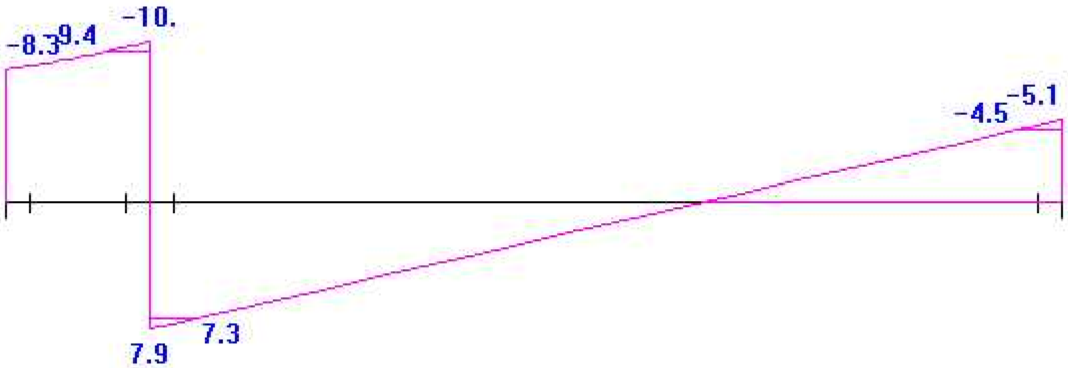


Fig (4.8.7) : shear Envelope for Stair B

$\Phi V_c = 0.85\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd \quad = 0.85*((30)^{1/2}/6)*100*12.4*10/1000 = 9.62\ t$

$\Phi V_c > V_u = 9.4$ at critical section .

Shear reinforcement is not required.

4.8.3 Stair Roof Design :

Minimum Thickness :

Modification factor = 1

h_{min} = (L / 20) * Modification factor ……for simply supported.

h_{min} = (325 / 20) * 1= 16.25 cm

use h = 15 cm

D.L = (15 / 100) * 2400 = 360 Kg / cm^2

W_D = 1.4 *360 = 504 Kg / cm^2

W_L = 1.7 * 500 = 850 Kg / cm^2

For 1m – wide strip:- W_u = 504 + 850 =1354 Kg / m

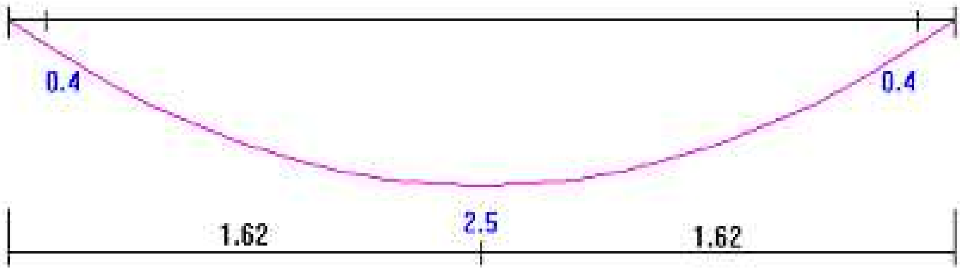


Fig (4.8.8) : Moment Envelope for Stair Roof .

M_u =2.5 t.m

For ρ = 0.5 ρ_{Max} = 0.0122

Rn = ρ * F_y (1 – 0.5 ρ m)

Rn = 0.0122 * 400 (1 – 0.5 * 0.0122 * 15.7) = 4.41 Mpa.

Rn =Mn / bd^2 = $2.44*10^5$/100 $(d)^2$ = 44.1 kg / cm^2

$d_{req.}$ = 7.45 cm

use Φ16 mm , cover = 2 cm

$h_{req.}$ = 7.45 + 2 + 0.8 = 10.25 cm

we use h = 15 cm …….. O.K

Design of Shear

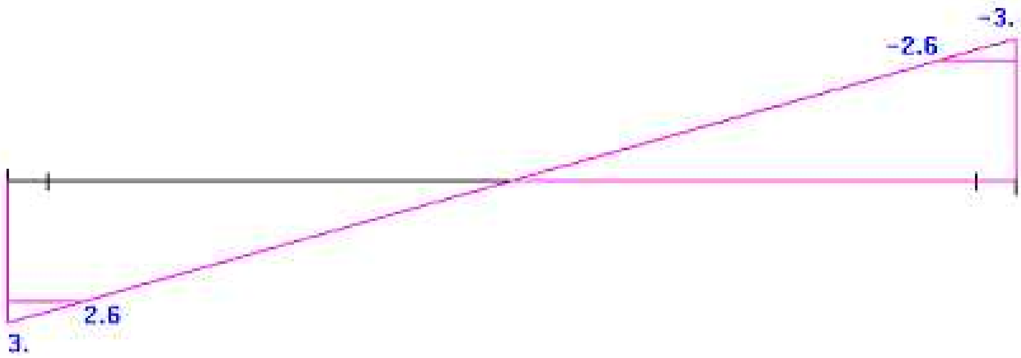


Fig (4.8.9) : shear Envelope for Stair Roof .

Vu = 3 t { for 1m-wide strip }

d = 15 – 2 – 0.8 = 12.2 cm

$\Phi V_c = 0.85\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd$ = 0.85*((30)$^{1/2}$/6)*100*12.2*10/1000 = 9.5 t

ΦV_c > Vu So ,shear reinforcement is not required .

Design Of Reinforcement :

Mu = 2.5 ton.m

Mn = 2.5 / 0.9 = 2.77ton.m

m = 15.7

Rn =Mn / bd^2 = 2.77*10^5/100 (12.2) ^{2} = 18.66 kg / cm^2

ρ = 1/15.7 (1- (1- 2*15.7*18.66 /4000)$^{1/2}$) = 0.00485

$°_{min.}$ = 0.0035 < ρ_{req} = 0.00485 < . $°_{max.}$ = 0.0244

A *s* req. =0.00485 *100 *12.2 = 5.92 cm^2

Use1 Φ12 mm @ 15 cm A *s* = 7.53 cm^2

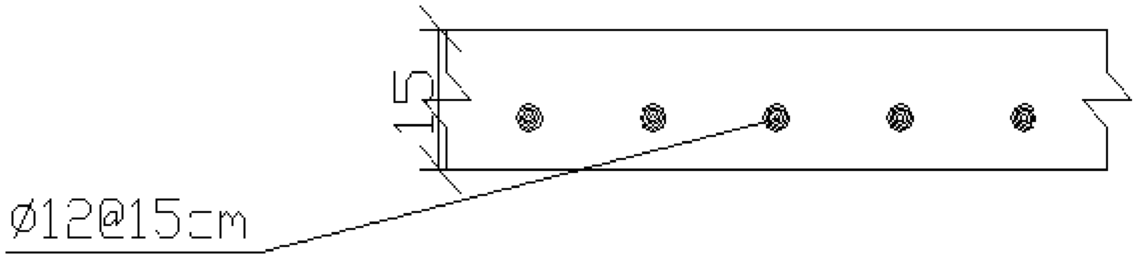


Fig (4.8.10) : Cross Section for Stair Roof .

Design of shrinkage reinforcement :

$°_{min.}$ = 0.0018 …… for Fy (300 – 400) Mpa

A_s req. =0.0018 *100 *15 = 2.4 cm^2

Use Φ10 mm

$A_{s\ provided.}$ = (100 / 25) *0.79 = 3.16 cm^2

Use1 Φ10 mm @ 25 cm.

4.9 Shear wall design

4.9.1General Definition :

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 =8.

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).

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

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:

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

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:

$$Fx = \left(\frac{(V - Ft) \times Wx \times hx}{\sum Wi \times Hi} \right)$$

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:

$$S = \frac{Av \times Fy \times d}{Vs}$$

Where $Vs = Vn - Vc$

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

$$S \leq 3h$$

$$S \leq 18^{//} = 450mm$$

Note: S minimum value controls

$^\circ h(\min) = 0.0025$ ACI 11.10.9.2

Vertical shear reinforcement spacing shall not exceed:

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

$$S \leq 3h$$

$$S \leq 18^{//} = 450mm$$

Note: S minimum value controls

$^\circ n$ of vertical shear reinforcement shall not be less than:

$$A_{Vn} = [0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{hw}{Lw})(\frac{A_{Vh}}{S_2 * h} - 0.0025)] S_1 * h).$$

$^\circ h(\min) = 0.0025$ 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= $\frac{1}{\Delta}$

4.9.2 Calculation of shear forces on shear walls:

Thickness of shear wall = 25 cm

Lengh of shear wall = 7.95 m

Hieght of building = 36.73 m

Table (4 .9.1):Design Seismic Forces.

Floor	Hieght (m)	Story weight (Wx) ton	*Wx * Hx* *t.m*
10	36.67	1242.45	*45560.6*
9	33.3	1310.28	*43632.32*
8	29.93	1306.53	*39104.4*
7	26.56	1305.5	*34674.1*
6	23.19	1299.5	*30135.4*
5	19.72	1310.2	*25837.14*
4	16.35	1306.5	*21361.27*
3	12.98	1336.4	*17346.5*
2	7.91	1430.99	*11319.13*
1	2.84	1426.4	*4050.9*
Σ	-	*13274.75*	*273021.76*

V = ZICW/ Rw

Z = 0.2 (I = 1)

$$C = \frac{1.25S}{T^{2/3}} \leq 2.75 \qquad (S = 1)$$

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

T = 0.02 (36.73 ft / 0.3048) $^{3/4}$ = 0.73 sec.

C = 1.25 (1) / 0.73$^{2/3}$ = 1.54 < 2.75

V = 0.2 (1) (1.54) (13274.75) / 8 = 511.1 ton.

F_t =0.07TV.

Ft = 0.07 (0.73) (511.1)

Ft = 26.12 ton.

$$Fx = \left(\frac{(V - Ft) \times Wx \times hx}{\sum Wi \times Hi} \right)$$

$$F1 = \left(\frac{(511.1 - 26.12) \times 4050.9}{273021.76} \right) = 7.195 ton$$

$$F2 = \left(\frac{(511.1 - 26.12) \times 11319.13}{273021.76} \right) = 20.11 ton.$$

$$F3 = \left(\frac{(511.1 - 26.12) \times 17346.5}{273021.76} \right) = 30.81 ton.$$

$$F4 = \left(\frac{(511.1 - 26.12) \times 21361.72}{273021.76} \right) = 37.94 ton.$$

$$F5 = \left(\frac{(511.1 - 26.12) \times 25837.14}{273021.76} \right) = 45.9 ton.$$

$$F6 = \left(\frac{(511.1 - 26.12) \times 30135.4}{273021.76} \right) = 53.52 ton.$$

$$F7 = \left(\frac{(511.1 - 26.12) \times 34674.1}{273021.76} \right) = 61.58 ton.$$

$$F8 = \left(\frac{(511.1 - 26.12) \times 39104.4}{273021.76} \right) = 69.45 ton.$$

$$F9 = \left(\frac{(511.1 - 26.12) \times 43632.32}{273021.76} \right) = 77.5 ton.$$

$$F10 = \left(\frac{(511.1 - 26.12) \times 45560.6}{273021.76} \right) = 80.92 ton.$$

F10 = 80.92 + Ft

F10 = 80.92 +26.12 = 107.03 ton

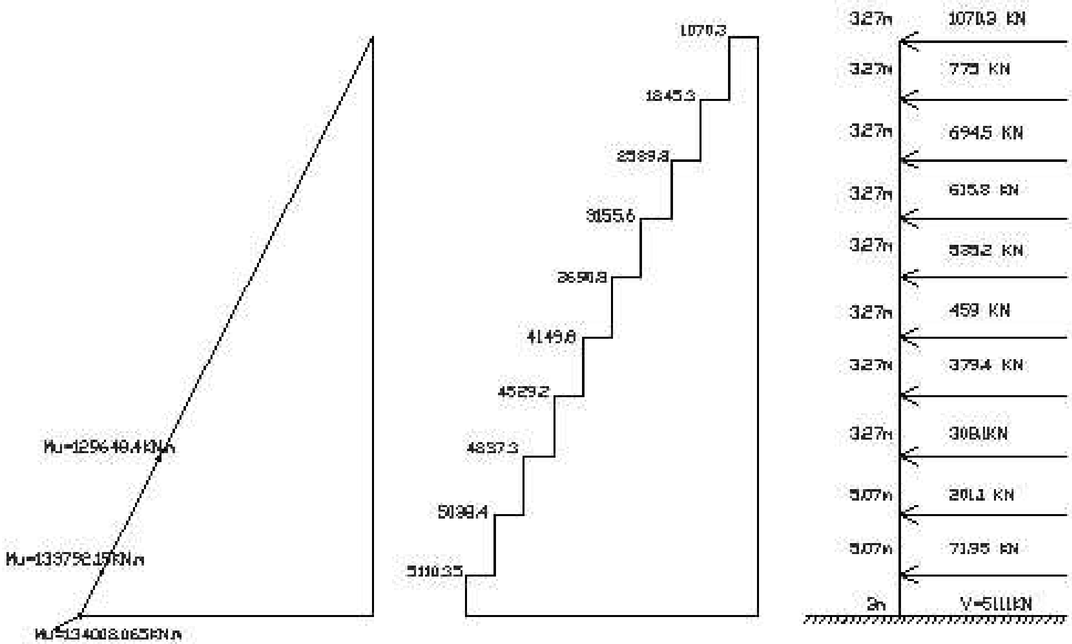


Figure (4 .9.1): Vertical Detail For Shear Wall

4.9.3 Center of rigidity calculation:

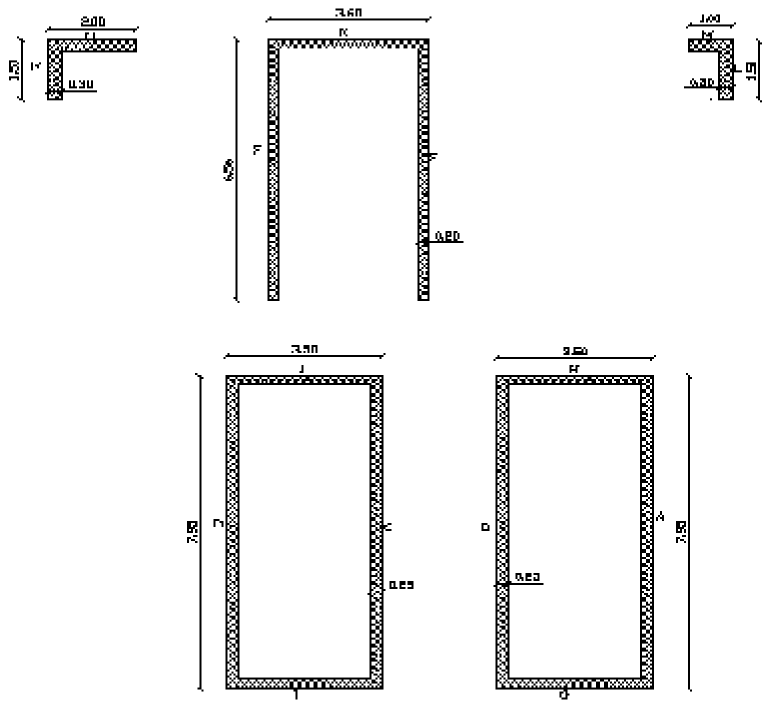


Figure (4 .9.2): Stair Shear Wall

For walls A,B, C, D (0.25 m * 7.95 m)

Rx = 1 / Δ

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

P = 1 h : height of building.

$$\Delta_1 = \frac{4\times 1(3/7.95)^3}{Et} + \frac{3\times 1(3/7.95)}{Et}$$

Δ_1 = 1.347 / Et

R_1 = 1 / Δ = 1 / (1.347 / Et) = 0.742 Et

$$\Delta_2 = \Delta_3 = \frac{4\times 1(5.07/7.95)^3}{Et} + \frac{3\times 1(5.07/7.95)}{Et}$$

$\Delta_{2,3}$ = 2.94 / Et

$R_{2,3}$ = 1 / Δ = 1 / (2.94 / Et) = 0.34 Et

$$\Delta_4 = \frac{4 \times 1(3.27/7.95)^3}{Et} + \frac{3 \times 1(3.27/7.95)}{Et}$$

Δ_4 = 2.87 / Et = $\Delta_{5,6,7,8,9\ 10}$

R_4 = 1 / Δ = 1 / (2.87 / Et) = 0.35 Et

For wall L

$$\Delta_1 = \frac{4 \times 1(3/1.5)^3}{Et} + \frac{3 \times 1(3/1.5)}{Et}$$

Δ_1 = 38 / Et

R_1 = 1 / Δ = 1 / (38 / Et) = 0.03 Et

$$\Delta_2 = \Delta_3 = \frac{4 \times 1(5.07/1.5)^3}{Et} + \frac{3 \times 1(5.07/1.5)}{Et}$$

$\Delta_{2,3}$ = 164.64 / Et

$R_{2,3}$ = 1 / Δ = 1 / (164.64 / Et) = 0.0061 Et

$\Delta_{4\text{-}10}$ = 4*1 (3.27 / 1.5 $)^3$ / Et + 3*1 (3.27 / 1.5) / Et

$\Delta_{4\text{-}10}$ = 47.98 / Et

$R_{4\text{-}10}$= 1 / Δ = 1 / (47.98 / Et) = 0.02 Et.

For wall M

$$\Delta_1 = \frac{4 \times 1(3/1)^3}{Et} + \frac{3 \times 1(3/1)}{Et}$$

Δ_1 = 117 / Et

R_1 = 1 / Δ = 1 / (38 / Et) = 0.00854 Et

$$\Delta_2 = \Delta_3 = \frac{4 \times 1(5.07/1)^3}{Et} + \frac{3 \times 1(5.07/1)}{Et}$$

$\Delta_{2,3}$ = 536.51/ Et

$R_{2,3}$ = 1 / Δ = 1 / (536.51 / Et) = 0.0019 Et

$$\Delta_{4-10} = \frac{4 \times 1(3.27/1)^3}{Et} + \frac{3 \times 1(3.27/1)}{Et}$$

$\Delta_{4\text{-}10}$ = 149.7 / Et

R_{4-10}= 1 / Δ = 1 / (149.7 / Et) = 0.0067 Et

For wall O

$$\Delta_1 = \frac{4\times 1(3/2)^3}{Et} + \frac{3\times 1(3/2)}{Et}$$

Δ_1 = 18 / Et

R_1 = 1 / Δ = 1 / (18 / Et) = 0.056 Et

$$\Delta_{2,3} = \frac{4\times 1(5.07/2)^3}{Et} + \frac{3\times 1(5.07/2)}{Et}$$

$\Delta_{2,3}$ = 4*1 (5.07 / 2 $)^3$ / Et + 3*1 (5.07 / 2) / Et

$\Delta_{2,3}$ = 72.39/ Et

$R_{2,3}$ = 1 / Δ = 1 / (72.39 / Et) = 0.0137 Et

$$\Delta_{4-10} = \frac{4\times 1(3.27/2)^3}{Et} + \frac{3\times 1(3.27/2)}{Et}$$

Δ_{4-10} = 22.39 / Et

R_{4-10}= 1 / Δ = 1 / (22.39 / Et) = 0.045 Et

For wall E ,F

$$\Delta_1 = \frac{4\times 1(3/6.56)^3}{Et} + \frac{3\times 1(3/6.56)}{Et}$$

Δ_1 = 1.75 / Et

R_1 = 1 / Δ = 1 / (1.75 / Et) = 0.57 Et

$$\Delta_{2,3} = \frac{4\times 1(5.07/6.56)^3}{Et} + \frac{3\times 1(5.07/6.56)}{Et}$$

$\Delta_{2,3}$ = 4.16 / Et

$R_{2,3}$ = 1 / Δ = 1 / (4.16 / Et) = 0.24 Et

For wall K

$$\Delta_1 = \frac{4\times 1(3/3.6)^3}{Et} + \frac{3\times 1(3/3.6)}{Et}$$

Δ_1 = 4.81 / Et

R_1 = 1 / Δ = 1 / (4.81 / Et) = 0.207 Et

$$\Delta_{2,3} = \frac{4\times 1(5.07/3.6)^3}{Et} + \frac{3\times 1(5.07/3.6)}{Et}$$

$\Delta_{2,3}$ = 15.395 / Et

$R_{2,3}$ = 1 / Δ = 1 / (15.395 / Et) = 0.065 Et.

For wall g , h , I , j

$$\Delta_1 = \frac{4\times1(3/3.5)^3}{Et} + \frac{3\times1(3/3.5)}{Et}$$

Δ_1 = 4.81 / Et

R_1 = 1 / Δ = 1 / (4.81 / Et) = 0.207 Et

$$\Delta_{2,3} = \frac{4\times1(5.07/3.5)^3}{Et} + \frac{3\times1(5.07/3.5)}{Et}$$

$\Delta_{2,3}$ = 16.5 / Et

$R_{2,3}$ = 1 / Δ = 1 / (16.5 / Et) = 0.06 Et

$$\Delta_{4-10} = \frac{4\times1(3.27/3.5)^3}{Et} + \frac{3\times1(3.27/3.5)}{Et}$$

$\Delta_{4\text{-}10}$ = 6.06 / Et

$R_{4\text{-}10}$= 1 / Δ = 1 / (6.06 / Et) = 0.164 Et

4.9.4 Ratio Calculation For Each Wall :

For Basement Floor :

$W_A = R_A / \Sigma R = R_A / (R_A + R_B + R_C + R_D + R_E + R_F + R_L + R_N)$

W_A = 0.742 Et / 4.168 Et = 0.178 = $W_B = W_C = W_D$

$W_E = W_F$ = 0.57 Et / 4.168 Et = 0.1367

$W_N = W_L$ = 0.03 Et / 4.168 Et = 0.0072

Σ(Rx / ΣRx) = 1 …… = (0.178*4) + (0.1367*2) = 1 …Ok.

In other direction :

$W_g = R_g / \Sigma R = R_g / (R_g + R_h + R_i + R_j + R_k + R_m + R_o)$

W_g = 0.196 Et / 1.05554 Et = 0.186 = $W_h = W_i = W_j$

W_k = 0.207 Et / 1.05554 Et = 0.1961

W_m = 0.00854 Et / 1.05554 Et = 0.0081

$W_o = 0.056\ Et / 1.05554\ Et = 0.053$

For Ground & First Floor :

$W_A = R_A / \Sigma R = R_A / (R_{A} + R_{B} + R_{C} + R_{D} + R_{E} + R_{F} + R_{L} + R_{N})$

$W_A = 0.34\ Et / 1.8522\ Et = 0.1835 = W_B = W_C = W_D$

$W_E = W_F = 0.24\ Et / 1.8522Et = 0.1295$

$W_N = W_L = 0.0061\ Et / 1.8522\ Et = 0.0033$

$\Sigma(Rx / \Sigma Rx) = 1$ …… = (0.1835*4) + (0.1295*2) = 1 …O.k.

In other direction :

$W_g = R_g / \Sigma R = R_g / (R_{g} + R_{h} + R_{i} + R_{j} + R_{k} + R_{m} + R_{o})$

$W_g = 0.06\ Et / 0.3856\ Et = 0.1556 = W_h = W_i = W_j$

$W_k = 0.065\ Et / 0.3856\ Et = 0.168$

$W_m = 0.0019\ Et / 0.3856\ Et = 0.00493$

$W_o = 0.0137\ Et / 0.3856\ Et = 0.036$

For Floor From (4 – 10):

$W_A = R_A / \Sigma R = R_A / (R_{A} + R_{B} + R_{C} + R_{D} + R_{E} + R_{F} + R_{L} + R_{N})$

$W_A = 0.35\ Et / 1.44\ Et = 0.243 = W_B = W_C = W_D$

$W_N = W_L = 0.02\ Et / 1.44\ Et = 0.014$

$\Sigma(Rx / \Sigma Rx) = 1$ …O.k.

$W_g = 0.164\ Et / 0.7077\ Et = 0.232 = W_h = W_i = W_j$

$W_m = 0.0067\ Et / 0.7077\ Et = 0.0095$

$W_o = 0.045\ Et / 0.7077\ Et = 0.0635$

4.9.5Torsional Design:

Design For Ground Floor :

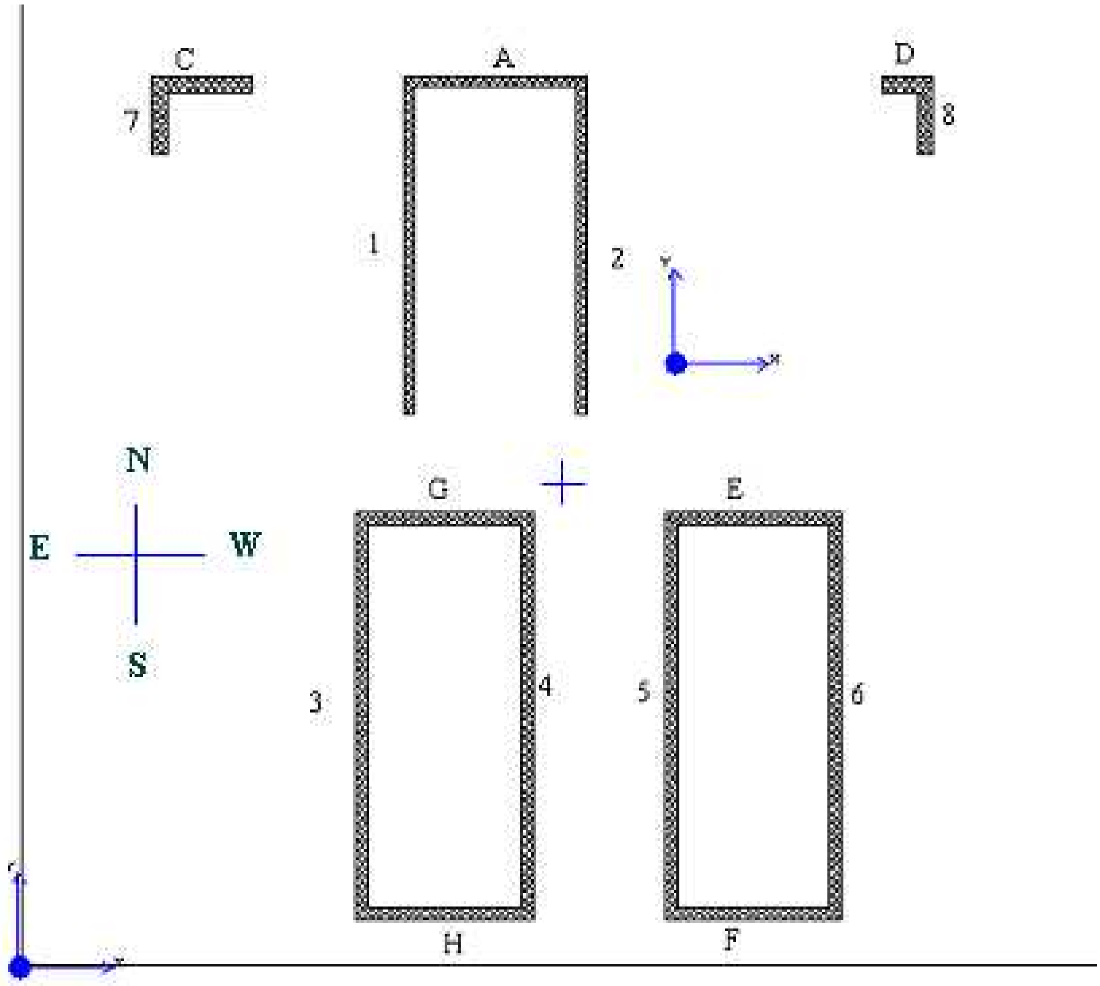


Figure (4 .9.3): Center of rigidity for Shear Wall

Table (4 .9.2):Torsional Eccentricity Calculation

Wall #	Dir.	X (m)	Ry (Et/Δ)	XRy	Wall #	Dir.	Y (m)	Rx (Et/Δ)	*YRx*
1	Y	12.7	0.24	3.048	A	X	28.85	0.065	*1.875*
2	Y	16	0.24	3.84	C	X	28.85	0.0137	*0.4*
3	Y	9.4	0.34	3.196	D	X	28.85	0.0019	*0.55*
4	Y	12.7	0.34	4.318	E	X	7.825	0.06	*0.5*
5	Y	23.1	0.34	7.854	F	X	0.15	0.06	*0.009*
6	Y	26.4	0.34	8.976	G	X	7.825	0.06	*0.5*
7	Y	0.15	0.0061	9.15e-4	H	X	0.15	0.06	*0.009*
8	Y	40.74	0.0061	0.25	-	X	-	-	-
Σ	*Y*	-	*1.8522*	*31.5Et*	-	-	-	*0.325*	*3.843*

Center of building :

X = 20.445 m   Y = 14.5 m

Center of Rigidity :

$X_r = \Sigma(XRy) / \Sigma Ry = 31.5 / 1.852 = 17$ m.

$Y_r = \Sigma(YRx) / \Sigma Rx = 3.843 / 0.325 = 11.82$ m.

Torsional eccentricity :

$ex = X_r - X = 17 – 20.445 = - 3.445$ m

$ey = Y_r - Y = 11.82 – 14.5 = - 2.68$ m

Minimum eccentricity :

$e_{min} = 0.05*40.89 = 2.0445$ m $< ex = 3.445$ m

use   ex = - 3.445 m

Torsional Moment :

Ty = Vy*ex = 201.1* - 3.445 = - 692.8 KN.m

Tx = Vx*ey = 201.1* - 2.68 = - 538.95 KN.m

$Ft_x = Tx * Rd_x / \Sigma R(d_x)$

Table (4 .9.3): Torsional Moment Calculation.

Wall #	Dir.	d_x	Ry (Et/Δ)	Rd_x	$R(d_x)^2$	Wall #	Dir.	d_y	Rx (Et/Δ)	Rd_y	*$R(d_y)^2$*
1	Y	-11.2	0.24	-2.7	30.1	A	X	+11.5	0.065	0.75	*8.6*
2	Y	-7.9	0.24	-1.9	15	C	X	+11.5	0.0137	0.16	*1.81*
3	Y	-14.5	0.34	-4.93	71.5	D	X	+11.5	0.0019	0.022	*0.25*
4	Y	-11.2	0.34	-3.81	42.65	E	X	-10.3	0.06	0.618	*6.4*
5	Y	-0.7	0.34	-0.24	0.17	F	X	-18	0.06	1.08	*19.44*
6	Y	+2.5	0.34	+0.85	2.125	G	X	-10.3	0.06	0.618	*6.4*
7	Y	-23.7	0.0061	-0.145	3.43	H	X	-18	0.06	1.08	*19.44*
8	Y	+16.7	0.0061	+0.1	1.7	-	X	-	-	-	-
Σ	*Y*	-	-	-	*166.67*	-	-	-	*0.325*	-	*62.34*

$Ft_x = Tx * Rd_x / \Sigma R(d_x)^2$

$Ft_x = - 538.95 * -2.7 / 166.675 = +8.731$

$Ft_y = Ty * Rd_x / \Sigma R(d_x)^2$

$Ft_y = - 692.8 * -2.7 / 166.675 = + 11.22$

$Fv_x = Vx * Rx / \Sigma Rx$

$Fv_x = 5039.4 * 0.1835 = 924.7$ KN

$Rx / \Sigma Rx = W_A = W_B = W_C = W_D$ for walls 3,4,5,6 = 0.1835

$W_E = W_F = 0.1295$ for walls 1,2

$Fv_x = 5039.4 * 0.1295 = 652.6$ KN

$W_N = W_L = 0.0033$ for walls 7 , 8

$Fv_x = 5039.4 * 0.0033 = 16.6$ KN

$Fv_y = Vy * Ry / \Sigma Ry$

$Ry / \Sigma Ry = W_g = W_h = W_i = W_j$ for walls E,F,G,H = 0.1556

$Fv_y = 5039.4 * 0.1556 = 784.13$ KN

$W_K = 0.168$ for walls A

$Fv_y = 5039.4 * 0.168 = 846.6$ KN

$W_o = 0.036$ for walls C

Fv_y =5039.4 * 0.036 = 181.4 KN

W_M = 0.00493 for walls D

Fv_y =5039.4 * 0.00493 = 24.8 KN

Table (4 .9.4): Wall Shear For Seismic Force In N-S Direction :

Wall #	Ft_x KN	Fv KN	Ftotal KN	Wall #	Ft_x KN	Fv KN	*Ftotal KN*
1	+8.7	652.6	661.3	A	-8.33	0	8.33
2	+6.1	652.6	661.3	C	-1.8	0	1.8
3	+15.9	924.7	940.6	D	-0.24	0	0.24
4	+12.3	924.7	940.6	E	-6.9	0	6.9
5	+0.78	924.7	940.6	F	+12	0	١٢
6	-2.75	924.7	924.7	G	+6.9	0	6.9
7	+0.47	16.6	17.07	H	+12	0	١٢
8	-0.32	16.6	16.6	-	-	0	-
Σ		-	-	-	-	*0*	-

Table (4 .9.5): Wall Shear For Seismic Force In E-W Direction :

Wall #	Ft_y **KN**	**Fv KN**	**Ftotal KN**	**Wall #**	Ft_x **KN**	**Fv KN**	***Ftotal KN***
1	+11.2	0	11.2	A	-6.5	846.6	846.6
2	+7.9	0	7.9	C	-1.4	181.4	181.4
3	+20.5	0	20.5	D	-0.19	24.8	24.8
4	+15.8	0	15.8	E	+5.34	784.13	789.47
5	+0.99	0	0.99	F	+9.34	784.13	793.47
6	-3.53	0	3.53	G	+5.34	784.13	789.47
7	+0.6	0	0.6	H	+9.34	784.13	793.47
8	-0.42	0	0.42	**-**	-	-	-
Σ	-	0	-	-	-	-	**-**

Design of shear for first & ground floor :

For Lw = 7.95m ….walls 3,4,5,6

d = 0.8Lw = 0.8*7.95 = 6.36m

1- Vc = $\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd$

1- Vc = $\left(\frac{\sqrt{30}}{6}\right)0.25 \times 6.36 = 1451.5KN$ ……Control.

2- Vc = $\frac{\sqrt{fc'} \times h \times d}{4} + \frac{Nud}{4Lw}$

٢ - Vc = $\frac{\sqrt{30} \times 0.25 \times 6.36}{4} + \frac{0}{4Lw}$ = 2178.9 KN

$V_s = V_n - V_c$

$V_n = \frac{V_u}{¤}$ for wall 5 , V_u =940.6 KN in N-S direction.

$V_n = \frac{940.65}{0.85} = 1106.65KN$

$V_n < V_c$ minimum shear reinforcement is required.

$V_n = \frac{V_u}{¤}$ for wall A , V_u =846.6 KN in E-W direction.

V_n = 846.6 / 0.85 = 996 KN.

$V_n < V_c$ minimum shear reinforcement is required.

So for all walls in two directions the shear reinforcement will be :

$\frac{Avh \times h}{S_2} = \frac{V_S}{fy * d}$

$\frac{Av \times h}{S_2}$ =0.0025*h=0.0025*25cm=0.000625 m

S_2 =Lw/5=7.95m/5=1590mm.

S_2 =3*h=3*25cm=750 mm.

S_2 =450 mm controls.

Use 2 Φ12

S_2 =226*10^{-6}*10^{3}/0.000625=36.16cm.

Use2 Φ12 @30cm C/C.

Vertical reinforcement:

$$A_{Vn} = [0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{hw}{Lw})(\frac{A_{Vh}}{S_2 * h} - 0.0025)] S_1 * h).$$

Av = 0.0025 *h *S_2

226 =0.0025 * 250 * S_2

S_2 = 36.16 cm

Use2 Φ12 @30cm C/C.

For walls 1،٢ wall thickness = 20cm.

$$\frac{Av \times h}{S_2} = 0.0025*h=0.0025*20cm=0.0005m.$$

Use 2 Φ10

S_2 =158*10^{-6}*10^{3}/0.0005=31.6 cm.

Use2 Φ10 @ 30 cm C/C.

Vertical reinforcement:

$$A_{Vn} = [0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{hw}{Lw})(\frac{A_{Vh}}{S_2 * h} - 0.0025)] S_1 * h$$

Av = 0.0025 *h *S_2

158 =0.0025 * 200 * S_2

S_2 = 31.6 cm.

Use2 Φ10 @ 30 cm C/C.

For walls 7، 8، A،D ،C .

$$\frac{Av \times h}{S_2} = 0.0025*h=0.0025*25 cm=0.000625m.$$

Use 2 Φ12

S_2 =226*10^-6^*10^3^/0.000625 = 36.1 cm.

Use2 Φ12 @ 30 cm C/C.

Vertical reinforcement:

$$A_{Vn} = [0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{hw}{Lw})(\frac{A_{Vh}}{S_2 * h} - 0.0025)] S_1 * h).$$

Av = 0.0025 *h *S_2

226 =0.0025 * 250 * S_2

S_2 = 36.1 cm.

Use2 Φ12 @30cm C/C.

Design of moment:

For walls A،B،C،D in all floors .

$$Ast = Lw \times \frac{2 \times As}{S2} = \frac{7.95 \times 2 \times 113}{0.3} = 5989\ mm^2 = 0.05989\ m^2$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + \frac{0.85\ _1 * f_{C'} * Lw * h}{As * fy}}$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 * 0.85 * 30N/mm^2 * 7.95m * 0.25m}{0.05989m^2 * 400N/mm^2}} = 0.26$$

Mu= Φ(0.5*As*fy*Lw(1- $\frac{Z}{Lw}$))

Mu=0.9*0.5*0.05989 m^2*400N/mm^2*7.95m(1-0.26)= 63.4199 MN.m.

M (at wall A،B،C…)=0.18*134008 KN.m = 24121.44 KN.m.

Mu=63.4199 > 24.12 MN.m

Reinforcement is not required , provided minimum reinforcement.

Ast = ρ_{min} *b*h

Ast = 0.01*40*25 = 10 cm^2

Use 8 Φ14 As_{prov} = 12.32 cm^2

Design of moment:

For walls E،F in basement floor.

$$Ast = Lw \times \frac{2 \times As}{S2} = \frac{6.56 \times 2 \times 79}{0.3} = 6734.93\,\text{mm}^2 = 0.0673493\ \text{m}^2$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + \frac{0.85_1 * f_{C'} * Lw * h}{As * fy}}$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 * 0.85 * 30 N/mm^2 * 6.56 m * 0.20 m}{0.0673493 m^2 * 400 N/mm^2}} = 0.33$$

Mu= $\Phi(0.5*As*fy*Lw(1-\frac{Z}{Lw}))$

Mu=0.9*0.5*0.0673493 m^2*400N/mm^2*6.56m(1-0.33)= 53.28 MN.m.

M (at wall E،F)=0.142*134008 KN.m=19029.13 KN.m.

Mu=53.28 > 19.029 MN.m

Reinforcement is not required , provided minimum reinforcement.

Ast = ρ_{min} *b*h

Ast = 0.01*40*20 = 8 cm^2

Use 8 Φ12 As_{prov} = 9.04 cm^2

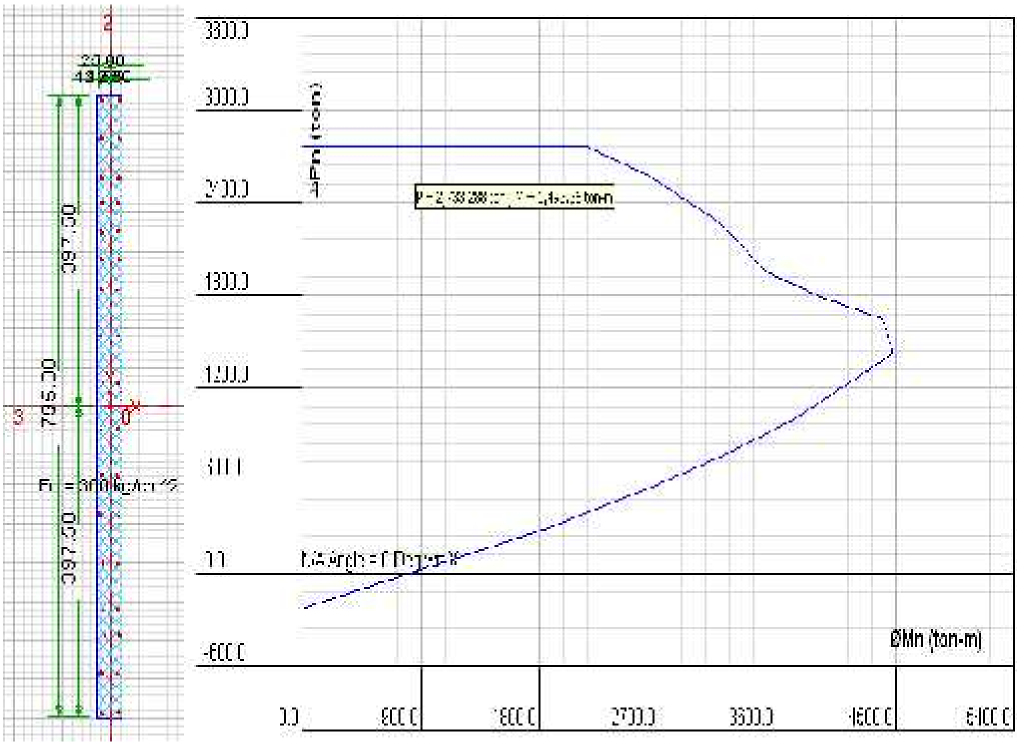


Figure (4 .9.4): Interaction diagram for Shear Wall

4.10 Basement Wall

4.10.1 wall design :

γ_{soil} = 1.6 ton / m^3 (unit weight of soil).

Y = 308 (For granulated fill)

H = 2.2m. (Height of basement wall)

Thichness of wall = 30cm

$$K_a = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}$$

$$K_a = \frac{1-\sin 30}{1+\sin 30} = 0.333$$

$P_a=\gamma*h*K_a$

=1.6 *2.2 *0.333=1.172 ton/m²

1. Design basement wall as simply supported beam :

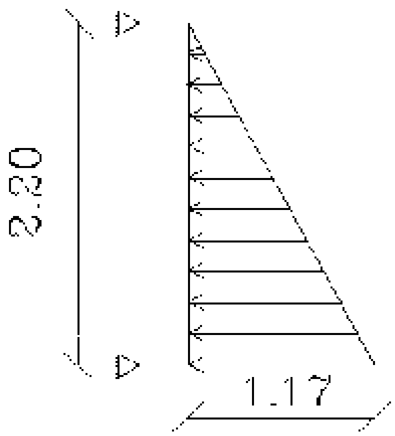


Figure (4 .10.1): simply supported Basement Wall

Design of moment:

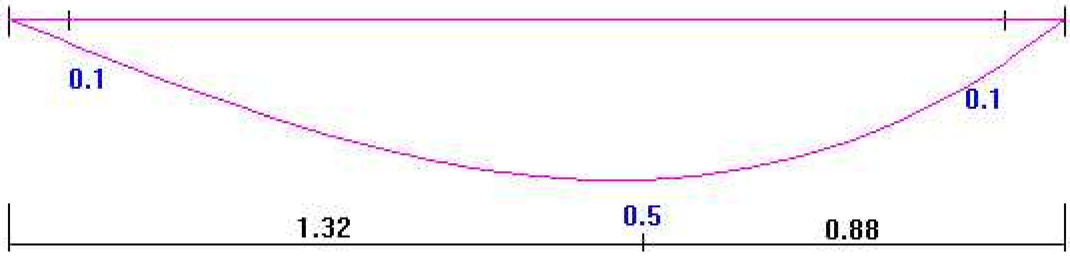


Figure (4 .10.2): simply supported Basement Wall's envelope.

Mu = 0.5 ton.m

Mn = 0.5 / 0.9 =0.55 ton.m.

d=23cm

Rn =Mn / bd^2 = $0.55*10^5/100\ (23)^2$ = 1.05 kg / cm^2

$\rho = 1/15.7\ (1-\ (1-\ 2*15.7*1.05\ /4000)^{1/2})$ = 0.00026

$°_{min.}$ = 0.0012> ρ_{req} = 0.00026

Minimum reinforcement is required.

Design of shear :

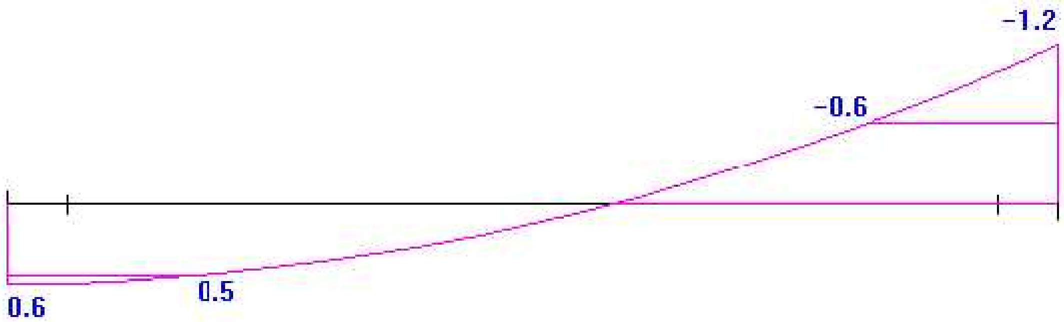


Figure (4 .10.3): simply supported Basement Wall's envelope.

$$\Phi V_c = 0.85\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd$$

$$=0.85\left(\frac{\sqrt{30}}{6}\right)100\times 23\times\frac{10}{1000} \quad = 17.85 \text{ t}$$

$\Phi Vc > Vu$ …….. shear reinforcement is not required.

1. Design basement wall as cantilever beam :

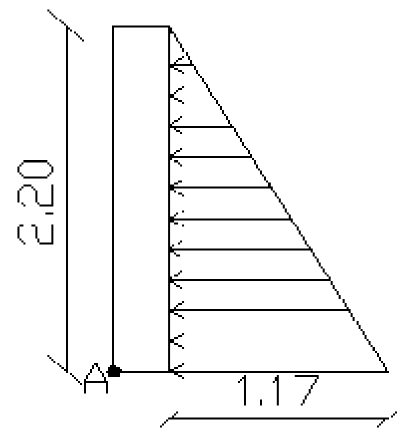


Figure (4 .10.4):Cantilever Basement Wall

ΣM @A =0

$M_{a=}\frac{1}{2}\times 1.172\times 2.2\times\frac{2.2}{3} = 0.95\,ton.m$

$M_{ultimate}$= 1.7 *0.95=1.6 ton.m

d=23cm

Rn =Mn / bd ^{2} = 1.6*10^5/100 (23) ^{2} = 3.02 kg / cm ^{2}

ρ = 1/15.7 (1- (1- 2*15.7*3.02 /4000)$^{1/2}$) = 0.00076

$°_{min.}$ = 0.0012> ρ_{req} = 0.00076

Minimum reinforcement is required.

Designed for simply supported :

As=0.0012*23*100=2.76 cm^2

# of bars =2.76/0.79=3.49

S=100/3.49=28.6

Use Φ10@25 cm in two ways.

4.10 **Reinforcement of Ground Beam :**

Pu = 628.6 ton.

h = 40cm b = 30cm.

Reinforcement = 10% Pu

Reinforcement = 10*628.6 / 100 = 62.86 ton

As = 62.86 / 4 = 15.72 cm^2

Use Φ16

No. of bars = 15.72 / 2 = 7.85

Use 8 Φ16

الفصل الخامس

الاستنتجات والتوصيات

الاستنتجات:

١- تعد احدى اهم خطوات التصميم الانشائي هي كيفية الربط بين العناصر الانشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى ومن ثم تجزئة هذه العناصر للتصميم بشكل مفرد .
٢ - يجب على أي مصمم انشائي تصميم العناصر بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والقدرة على استخدم البرامج التصميمية المحوسبة.
٣ - من العوامل التي يجب اخذها بعين الاعتبار هي العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتاثير القوى الطبيعية عليها.

التوصيات:

١- يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.
٢- ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.
٣- تم تصميم هذا المجمع لعشر طوابق,لذلك لا يمكن اضافة أي طابق للاحتياجات المستقبلية.
٤- تم تصميم هذا المجمع إنشائيا" ولكن يجب تصميمه كهربائيا" وميكانيكيا" حتى يكون متكاملا".
٥- إذا اختلفت قوة تحمل التربة عن ($4\ kg/cm^2$) يجب إعادة تصميم الأساسات حسب القيمة الجديدة الناتجة عن الفحوصات المخبرية.
٦- بعد المراجعة الشاملة للمخططات التنفيذية فإن هذا المشروع يعتبر جاهزا" للتنفيذ إنشائيا" ومعماريا".

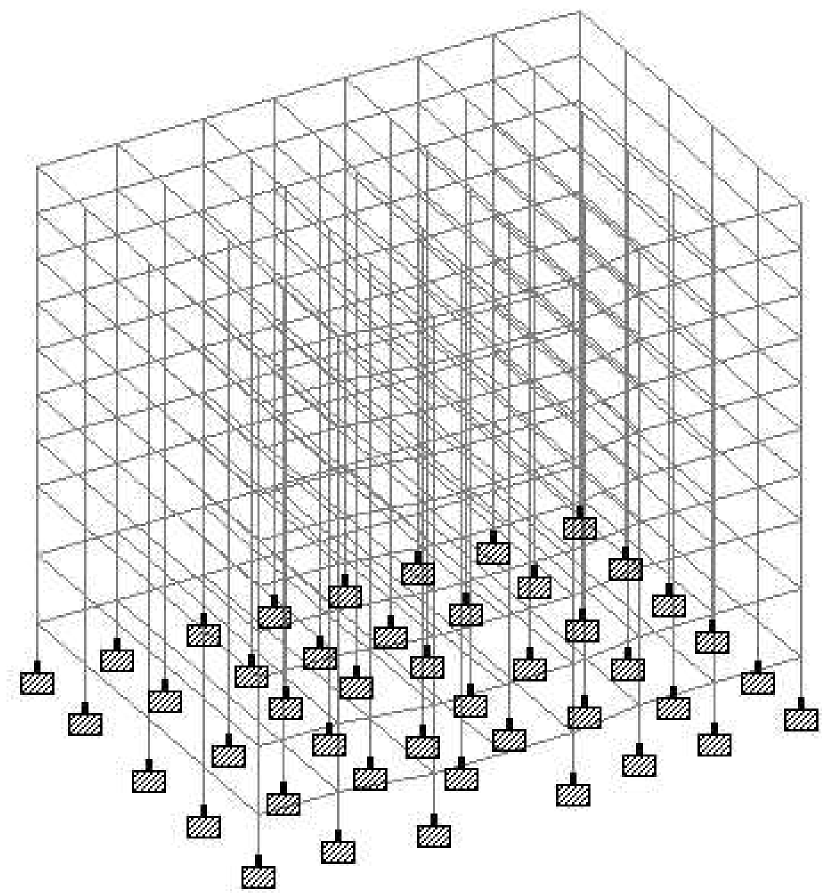
List of Abbrseviation:

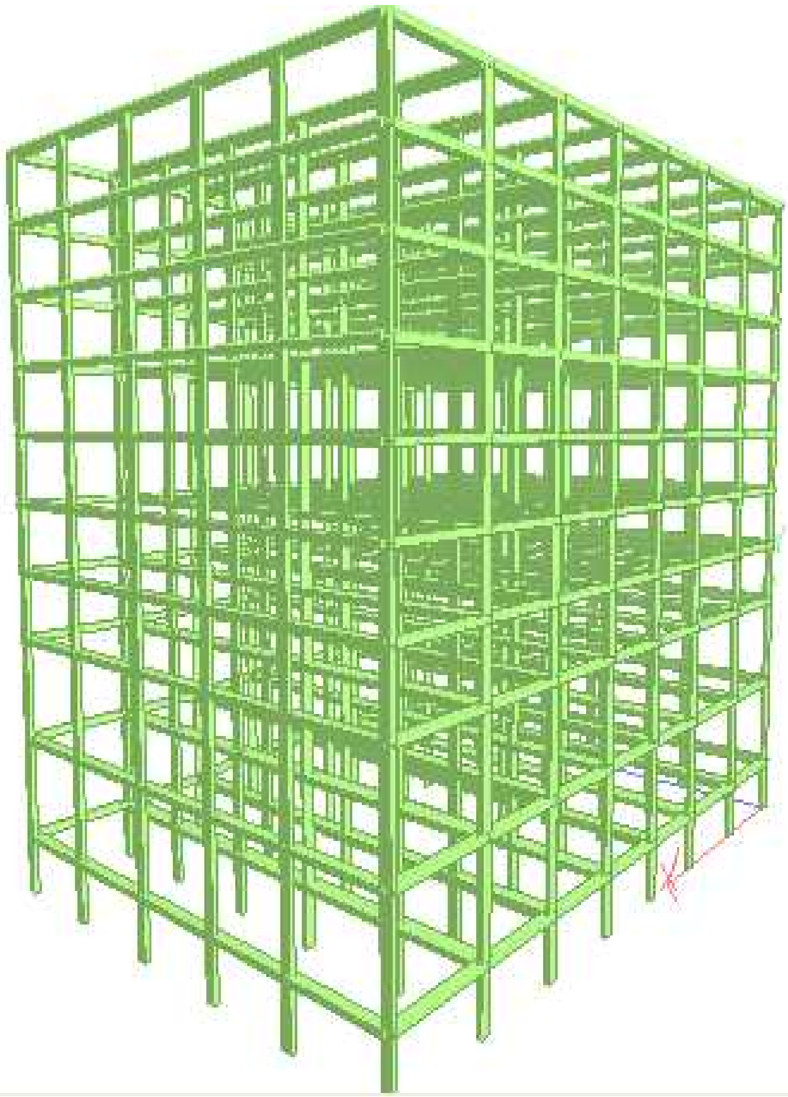
- **As** = area of nonprestressed tension reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **Fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **I** = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.
- **Ln** = 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.
- **Ld** = development length.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **S** = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.

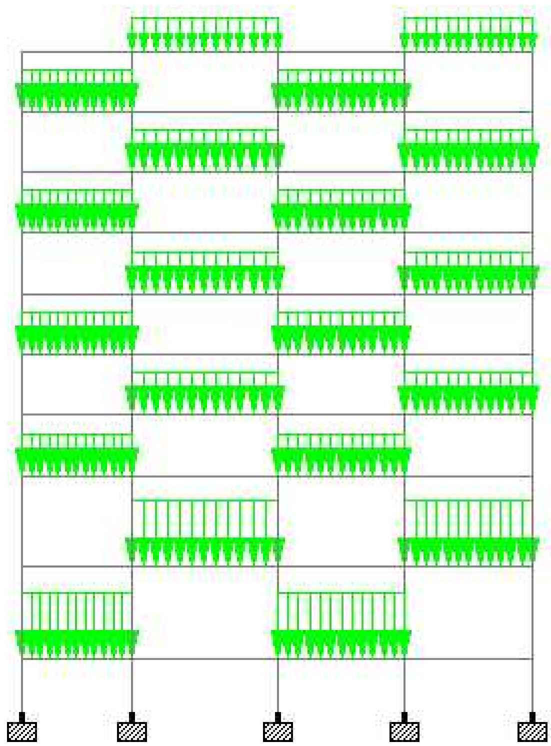
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- **Φ** = steel bar diameter.
- **@** = distance.

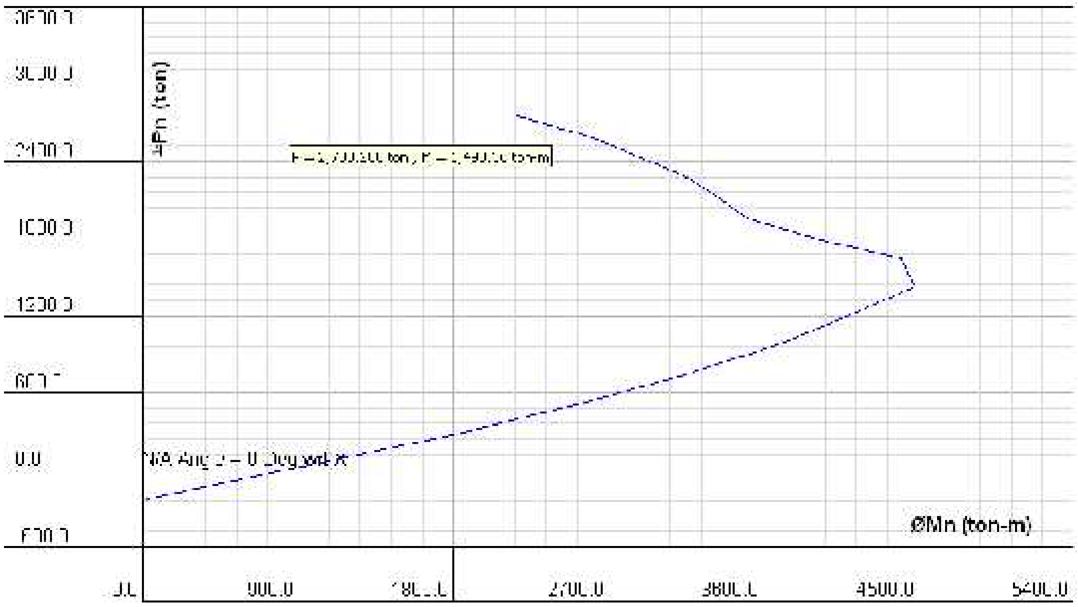
الملحقات

The structure building in three dimensions using staad-pro.

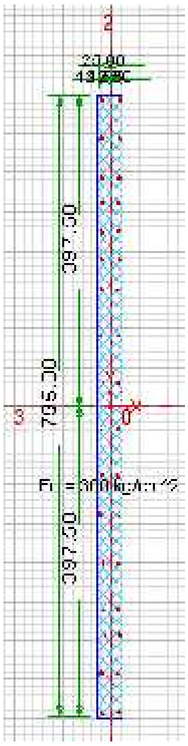








ØMn (ton-m)
N/A Angle = 0 Deg



795.30
397.50
397.50