بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لمبنى سكني متعدد الطوابق

فريق العمل

أسامة العزة صدام الحسيني

إشراف

د.هيثم عياد

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنيك فلسطين

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني

جامعة بوليتكنيك فلسطين

الخليل- فلسطين

كانون أول- ٢٠٠٥م

شهادة تقيم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنيك فلسطين

الخليل- فلسطين

التصميم الإنشائي لمبنى سكني متعدد الطوابق

فريق العمل

أسامة العزة صدام الحسيني

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 للوفاء الجزئي بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس .

توقيع مشرف المشروع	**توقيع رئيس الدائرة**
د. هيثم عياد	**د. نبيل الجولاني**

كانون أول - ٢٠٠٥م

الإهداء

إلى **الإنسان** ذو القلب الكبير الذي لا حدود لمحبته ولا نهاية لعطائه .

إلى من رباني صغيرا بالعطف والرعاية وربانـي كبيرا بالحب والحنان .

إلى مدرستي التي تعلمت فيها حب الوطن والعطاء والصبر **والإخلاص.**

والدينا العزيزان

إلى من اسمها أغنيتي في صغري ورضاها أملي في عمري وبرها رجائي في حياتي

إلى نبع العطاء الذي لا ينضب إلى **من جعل ا** جنته تحت قدميها .

إلى **ا**ب **وا**نان والدفئ .

أمهاتنا انونات

إلى حراس العقيدة والوطن إلى **من بذلوا أرواحهم** في سبيل عزة هذه **الأمة** .

إلى **من بذلوا دمائهم** لتبني أسطورة العز **والفخار.**

إلى **اؤلئك الأسود الرابضة خلف القضبان.**

التصميم الإنشائي لمبنى سكني متعدد الطوابق

فريق العمل

أسامة العزة صدام الحسيني

إشراف

د.هيثم عياد

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنيك فلسطين

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني

جامعة بوليتكنيك فلسطين

الخليل-فلسطين

كانون أول- ٢٠٠٥م

الـشكـر و الـتقـديـر

نتقدم بجزيل الشكر إلى كل من أسهم في إخراج هذا العمل إلى حيز الوجود، إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في جامعة بوليتكنك فلسطين متمثلة بجميع أساتذتها 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 إكمال هذا العمل.

ولا يفوتنا أن نتقدم بعظيم امتنانا إلى أفراد أسرتنا الذين قدموا كل الدعم والعطاء المادي والمعنوي وأتاحوا لنا كل الفرص لكي نصل إلى هذه الدرجة.

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي لمبنى سكني متعدد الطوابق

فريق العمل

أسامة العزة صدام الحسيني

جامعة بوليتيكنك فلسطين - ٢٠٠٥م

إشراف

د. هيثم عياد

تتلخص فكرة المشروع في عمل التصميم الإنشائي وكافة التفاصيل اللازمة لمبنى سكني متعدد الطوابق .

هذا المشروع مكون من خمسة طوابق و يحتوي على سبع شقق سكنية وموقفي سيارات وآبار للمياه ، وقد صممت هذه الشقق بحيث تلائم احتياجات العصر الحديث واحتياجات الإنسان ، وهذا المبنى تم تصميمه إنشائيا وفقا للكود الأمريكي ، حيث يحتوي المشروع على التحليل و التصميم الإنشائي لعناصر المبنى وتصميمها، بالإضافة إلى احتوائه على كافة المخططات و التفاصيل الإنشائية اللازمة لتنفيذ المبنى.

Abstract

Multi Story Residential

Work Team

Osama Al-azzeh Saddam AL-Houseiny

Palestine Polytechnic University – 2005

Supervisor

Dr. Hitham Aiad

The main idea for this project is to design and prepare full detailed structural drawings for the Multi Story Residential.

This project consists of five floors and it contains seven apartments, two parking, and water reservoirs, The apartments were designed to accommodate the modern of life and human needs, ACI code was used to design, The project includes the structural analysis and design and the executive drawings .

فهرس المحتويات

الموضوع	الصفحة

شهادة تقيم مشروع التخرج	ii
الإهداء	iii
صفحة العنوان	iv
الشكر والتقدير	v
الملخص	vi
فهرس المحتويات	viii
فهرس الجداول	xiii
فهرس الإشكال	xv
قائمة الاختصارات	xvi
الفصل الأول المقدمة	
١.١ نظرة عامة	2
٢.١ تمهيد	3
٣.١ مشكلة المشروع	٤
٤.١ الهدف من المشروع	٤
٥.١ خطوات المشروع	٥
٦.١ نطاق المشروع	٥
الفصل الثاني الوصف المعماري	
١.٢ المقدمة	8
٢.٢ المشروع المقترح	9
٣.٢ وصف موقع البناء	11

فهرس المحتويات

الموضوع	الصفحة
4.2 عناصر المشروع المقترح	**11**
١.٤.٢ آبار المياه	**12**
٢.٤.٢ مواقف السيارات	**١٢**
٣.٤.٢الشقق السكنية	**١٢**
٤.٤.٢ غرفة البويلر	**١٢**
٥.٤.٢المخازن	**13**
٦.٤.٢ المنور	**13**
٥.٢ وصف الواجهات	**١٣**
٦.٢ تحقيق الفعاليات المختلفة	**١٤**

الفصل الثالث	الوصف الإنشائي	
	١.٣ المقدمة	**16**
	2.3 الهدف التصميم الإنشائي	**17**
	3.3 الاختبارات العملية	**١7**
	٤.٣ الأحمال	**18**
	٣-٤-١ الأحمال الميتة	**18**
	٣-٤-٢ الأحمال الحية	**19**
	٣-٤-٣ الأحمال البيئية	**20**
	٥.٣ القدلت	**21**
	٦.٣ الجسور	**22**
	٧.٣ الأعمدة	**٢3**
	8.3 الجدران الحاملة (جدران القص)	**٢3**
	9.3 الأدراج	**٢3**
	10.3 الأساسات	**٢4**
	٣-١١ الجدران الاستنادية	**٢4**
	٣-١٢ برامج الحاسوب التي تم استخدامها	**25**

TABLE OF CONTENTS **Page**

Chapter Four **Structural Analysis and Design**

(4.1) Ground Floor Ribs Design ٢٦
(4-1-1) Load Calculation ٢٦
(4-1-2) Slab (Topping) Design ٢٨
(4-1-3) Rib Design (R1) ٢٩
(4-1-4) Design of shear for T-section for rib(G,1) ٣٥

(4-2) Beams Design ٤٠
(4-2-1)Design Data ٤٠
(4-2-2)Design of beam (B -G-12) ٤٢
(4-2-3) Design For Positive Moment ٤٣
(4-2-4): Design For Negative Moment ٤٥
(4-2-5): Design Shear For The Beam (B-G-12) ٤٨

(4-3)Column Design (C1) 57

(4-4)Column Design (C2) 63

(4-5) Design of footing 70
(4.5.1) Footing Area 70
(4.5.2) Determine depth based on shear strength 71
(4.5.3) Check this depth for two way shear action (punching) 71
(4.5.4) Check transfer of load at base of column 72
(4.5.5) Design for Bending Moment 72
(4.5.6) Development Length (Ld) ٧٣

(4-6) Design of strip footing ٧٤
(4.6.1) determine the footing width ٧٤
(4.6.2) determine reinforcement for moment strength ٧٥
(4.6.3) design of longitudinal bars ٧٥
(4.6.4) design of dowels bars ٧٦

TABLE OF CONTENTS **Page**

Chapter Four **Structural Analysis and Design**

(4.7) Design of combined footing (CF2) **77**
(4.7.1) Determine length of footing **77**
(4.2.2) Determine width of footing **77**
(4.7.3) Determine depth based one way shear strength **77**
(4.7.4) Determine the depth of footing based of moment strength **78**
(4.7.5) Main longitudinal reinforcement at middle of span **78**
(4.7.6) There no are longitudinal reinforcement at face of column A. **79**
(4.7.7) Main longitudinal reinforcement at at face of column B. **79**
(4.7.8) Shear reinforcement **٧٩**
(4.7.9) Design of shear reinforcement at left of column B **٨٠**
(4.7.10) Design of shear reinforcement at left of column A. **80**
(4.7.11) Check shear strength based on tow-way action. **81**

(4. 8) Design of stairs **٨٣**
(4.8.1) Stair Part (A) **٨٣**
(4.8.2) stair Part (B) **٨٦**
(4.8.3) stair Part (C) **٨٩**

(4.9) Stairs Roof Design **٩٣**
(4.9.1) Design Requirements **٩٣**
(4.9.2) Load Calculation **٩٣**
(4.9.3) Positive Moment **٩٤**
(4.9.4)Slab Design **٩٤**
(4.9.5) Design For Shear **٩٦**

TABLE OF CONTENTS **Page**

Chapter Four **Structural Analysis and Design**

(4. 10) Retaining Wall Design **٩٧**

(4.10.1) Wall design :(Soil behind the wall) **٩٧**

(4.10.2) Wall‘ design: (Water Front the wall) **١٠٠**

(4.10.3) Base Design **١٠٣**

(4.11) Design shear walls **106**

(4.11.1) Design Seismic Base Shear **106**

(4.11.2) Lateral force distribution of design base shear(V) **107**

(4.11.3) Design of shear wall **109**

(4.11.4) Design of vertical Shear **110**

(4.11.5) Design of moment **111**

(4.11.6) Shear Wall Base Design **113**

الفصل الخامس

(١.٥) الاستنتاجات **١١٥**

(٢.٥) التوصيات **١١٦**

قائمة المصادر والمراجع **١١٨**

Appendix(A) **١١٩**

Appendix(B) **١٢٧**

Appendix(C) **١٣٠**

Appendix(D) **Attached**

Appendix(E) **Attached**

فهرس الجداول

الجدول	رقم الصفحة
جدول (١-٣) يبين الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	١٩
جدول (٢-٣) الأحمال الحية لعناصر المبنى	٢٠
جدول (٣-٣) قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	٢١

List of Table

Page		Table
٣٦	Ground Floor Ribs	Table(4-1)
٣٨	First , Second , Third &Fourth Floors Ribs	Table(4-2)
٥٣	Ground Floor Beams	Table(4-3)
٥٥	First , Second , Third &Fourth Floors Beams	Table (4-4)
٦٩	Columns Tables	Table (4-5)
٨٢	Footing Table	Table(4-6)
106	Design Seismic Forces	Table (4-7)

List of Figures

NO	Description	page
Figure (2-1)	Site plane	10
Figure (4-1)	Cross section in the Slab	٢٧
Figure (4-2)	Rib (RG-1) Moment Values	٢٩
Figure (4-3)	Cross section in the Slab	41
Figure (4-4)	Beam Length	٤٢
Figure (4-5)	The design moment for the beam (B -G12)	٤٣
Figure (4-6)	The shear envelop for the beam (B -G-12)	٤٨
Figure (4-7)	Cross section in column	61
Figure (4-8)	Inter action diagram	٦٢
Figure (4-9)	Inter action diagram	٦٨
Figure(4-10)	Strip footing shape	٧٦
Figure(4-11)	Combined footing shape	77
Figure(4-12)	Typical section in stair	83
Figure(4-13)	Stair Part (A)	84
Figure(4-14)	Stair Part (B)	87
Figure(4-15)	Stair Part (C)	90
Figure(4-16)	Retaining wall shape	٩٧
Figure(4-17)	Retaining wall moment	٩٧
Figure(4-18)	Retaining wall shape	١٠٠

Figure(4-19)	**Retaining wall momen**	**١٠٠**
Figure(4-20)	**Modeling multistory structures**	**108**
Figure(4-21)	**Detailing of shear wall**	**111**
Figure(4-22)	**Section in shear wall base**	**113**
Figure(4-23)	**Detailed Section for shear wall base**	**114**

List of abbreviation

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of nonprestressed tension reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (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.
- **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 .
- **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.
- **Tc** = nominal tensional concrete moment strength provided by concrete.
- **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.
- **Wc** = weight of concrete. (Kg/m^3).
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- ρ = ratio between area of concrete to area of steel .

الفصل الأول

المقدمة

(١.١) نظرة عام

(٢.١) تمهيد

(٣.١) مشكلة المشروع

(٤.١) الهدف من المشروع

(٥.١) خطوات المشروع

(٦.١) نطاق المشروع

الفصل الأول

المقدمة

(1.1) نظرة عامة :

مع التطور العمراني والإنشائي المستمر في بلادنا ، ومواكبة متطلبات الحياة،وازدياد أعداد السكان واحتياجاتهم، وزيادة ظاهرة التوسع الرأسي ،أصبحت المباني والمنشآت الخرسانية الضخمة والعالية (المتعددة الطوابق) ضرورية لمواكبة هذا التطور وتحقيق تلك الأهداف وانجاز العديد من الأعمال ، حيث تشمل هذه المنشآت العديد من المساحات والفعاليات التي تسهل وتساعد الناس في حياتهم اليومية .

لأن أعداد هذه المنشآت ازداد بشكل كبير في مدن فلسطين، لذلك فان العامل الاقتصادي المتعلق بمثل هذه المنشآت يعتبر على قدر كبير من الأهمية، لما يلزم هذه المشاريع من ميزانيات عالية، خاصة فيما يتعلق بمواد الإنشاء وكميات التسليح.

لذلك فان معرفة مسبقة وإلمام جيد عن أنواع الأنظمة الإنشائية والعناصر الإنشائية المناسبة والتي سيتم استخدامها في المنشأ ، وقدرة هذه الأنظمة بما تحتويه من عناصر إنشائية على مقاومة القوى والأحمال الواقعة عليها، يضمن تحقيق تصميم إنشائي سليم يحقق المواصفات و المعايير الهندسية المطلوبة مع مراعاة العامل الاقتصادي المناسب والمطلوب لتنفيذ هذا التصميم.

(٢.١) تمهيد :

صمم هذا المشروع لإنشاء مبنى سكني متعدد الطوابق ، حيث تم تصميمه كوحدة سكنية متكاملة توفر جميع متطلبات الراحة والأمان، من خلال استغلال جيد للمساحات وتنوع الفعاليات وتلبية متطلبات ساكني هذا المبنى، وقد صمم هذا المبنى السكني معماريا من طرف الطالب عصام قاسم في مادة التصميم المعماري تحت إشراف الدكتور غسان الدويك في جامعة بوليتكنيك فلسطين.

وهذا المبنى مكون من خمسة طوابق بمساحة إجمالية (١٦٣٢) متر مربع مقسمة إلى خمس طبقات، الطابق الأرضي يحتوي على موقف للسيارات وأبار للمياه وغرفة

للتخزين، والطابق الأول يحتوي على موقف للسيارات و غرفة للبويلر وغرفة للكهرباء وشقة سكنية، والطابق الثاني والثالث والرابع يحتوي كل طابق على شقتين سكنيتين.

تشمل هذه الدراسة التصميم الإنشائي الكامل للمبنى حيث يتم دراسة مواقع الأعمـــدة وتحديد أنواع العناصر الإنشائية الحاملة وتحديد أبعاد العناصر، ومن ثم تحليل وتصميم كافة العناصر الإنشائية، وتجهيز كافة المخططات التنفيذية الكاملة.

(٣.١) مشكلة **المشروع** :

تتلخص مشكلة المشروع في عمل كافة التصاميم والتفاصيل الإنشائية لمبنى ســـكني متعدد الطوابق وكذلك إعداد جميع المخططات التنفيذية اللازمة.

(٤.١) **الهدف من المشروع** :

١- ربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة بشكل منفرد .
٢- التدرب على تحليل المبنى بشكل متكامل بدءًا من اختيار النظام الإنشائي وانتهاءً بنقل الأحمال و تصميم جميع العناصر الإنشائية .
٣- التدرب على إعداد المخططات الإنشائية والتفاصيل الانسائية

(٥.١) خطوات المشروع :

١- دراسة المشروع معماريا .

٢- تحديد العناصر الإنشائية .

٣- تحديد الأحمال المختلفة .

٤- التحليل الإنشائي للعناصر .

٥- التصميم الإنشائي للعناصر .

٦- إعداد المخططات التنفيذ

(٦.١) نطاق المشروع:

يشتمل هذا المشروع على سبعة فصول، وهي:

١- **الفصل الأول**: حيث يشمل المقدمة، ومشكلة المشـــروع، وأســـباب اختيـــار المشروع وأهميته.

٢- **الفصل الثاني**: يتضمن الوصف المعماري للمشروع، وفيه نبـــين متطلبـــات التصميم لهذا النوع من المنشآت.

٣- **الفصل الثالث**: يحتوي على وصف العناصر الإنشائية للمبنى.

٤- **الفصل الرابع**: يحتوي التحليل والتصميم الإنشائي لكافة العناصر الإنشائية.

٥- **الفصل الخامس**: النتائج والتوصيات.

الفصل الثاني

الوصف المعماري

(١.٢)المقدمة

(٢.٢) المشروع المقترح

(٣.٢) وصف موقع البناء

(٤.٢)عناصر المشروع المقترح

(١.٤.٢) آبار المياه

(٢.٤.٢) مواقف السيارات

(٣.٤.٢) الشقق السكنية

(٤.٤.٢) غرفة البويلر

(٥.٤.٢)المخازن

(٦.٤.٢) المنور

(٥.٢) وصف الواجهات

(٦.٢) تحقيق الفعاليات المختلفة

الفصل الثاني

الوصف المعماري

(١.٢) المقدمة :

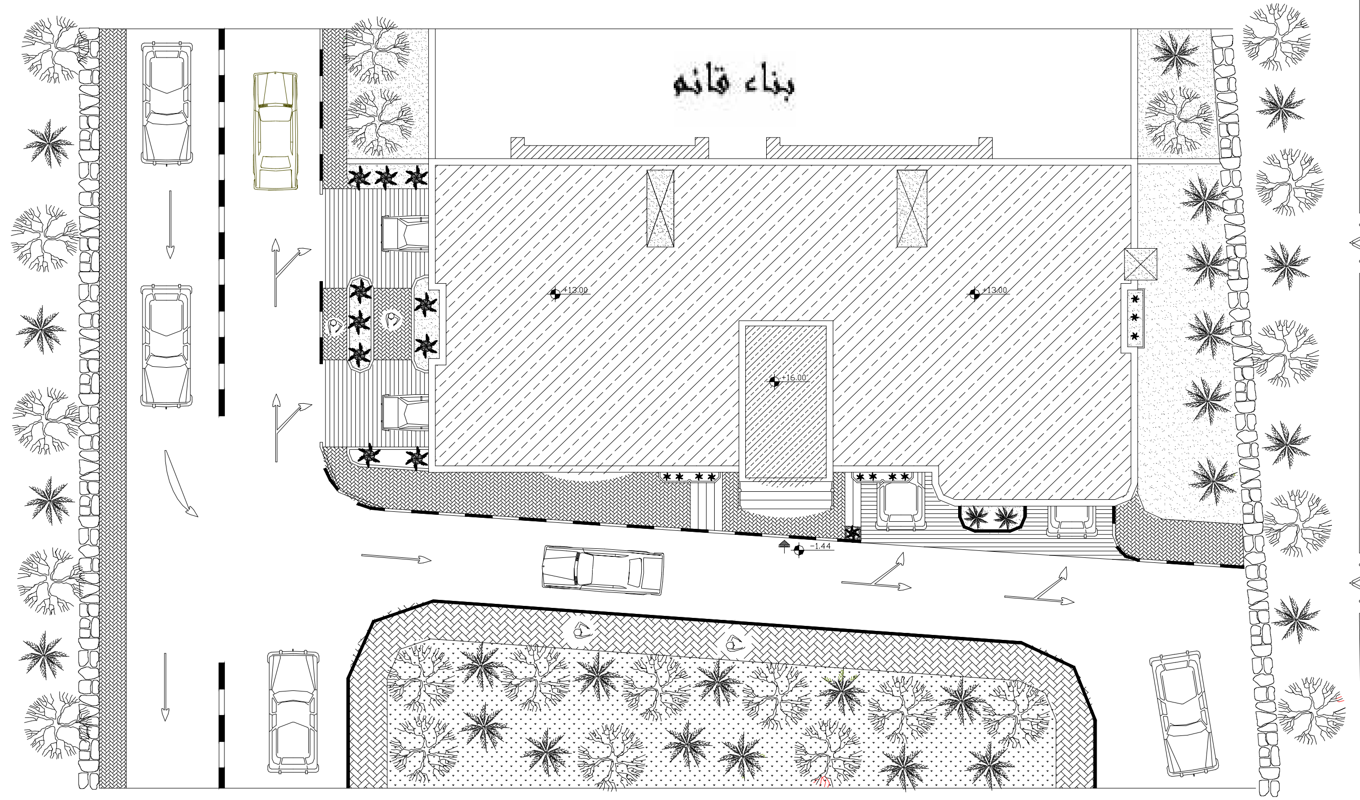
عملية التصميم لأي منشأ تتم عبر عدة مراحل، تبدأ بالتصميم المعماري الذي يحـــدد شكل المنشأ ويأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة، حيث يجري التوزيع الأولي لمرافقه، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحـــاور، وتتم في هذه العملية أيضا" دراسة الإنارة والعزل والتهوية والحركة والتنقل وغيرهـــا مـــن المتطلبات الوظيفية.

ومن ثم تأتي عملية التصميم الإنشائي الهادف إلى تحديد أبعاد العناصـــر الإنشـــائية وخصائصها اعتمادا على الأحمال المختلفة التي يتم نقلها عبر هذه العناصر إلى الأساســـات ومن ثم إلى التربة.

(٢.٢) 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 سكني مكون من خمس طبقات، حيث تبلغ مساحة الأرض الكلية (502.11متر مربع)، وتبلغ مساحة كل طابق (325.56 متر مربع).



General Plan

GENERAL NOTES

North

In The Name of The God
Palestine Polytechnic University
College of Engineering
Civil.&Arch.Eng.Department
Civil Engineering
Architecture Design

Designed By : Issam Qasem
Civil Eng.Class8, St#:990308
Checked by :
Dr. Ghassan Doweek.
T. Fawzi Al_Jamal.

Project & Paper Name
Building
General Plan

Project: First Project Date: 1/5/2003 Scale : 1/100 (Meter)	Sheet: A-1

شكل (٢-١) الموقع العام (Sit Plan)

(٣.٢) وصف موقع البناء :

المبنى يقع في منطقة محصورة بشكل مستطيل مما يتحكم بشكل التصميم المعماري للمبنى، 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.

٣- أخذ الانحدار الطبيعي للأرض بعين الاعتبار في التصميم.

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

(٤.٢)عناصر المشروع المقترح:

المشروع المقترح مكون من خمسة طوابق مقسمة إلى طابق ارضي يحتوي على آبار الماء وموقف للسيارات، و طابق أول يحتوي على شقة سكنية وموقف للسيارات و غرفة البويلر، أما الطابق الثاني والثالث والرابع فيحتوي كل منهما على شقتين سكنيتين، ويمكن تفصيل العناصر على النحو التالي:

(١.٤.٢) آبار المياه :

إن أي عمارة سكنية يجب أن تحتوي على آبار مياه، وذلك بسبب الحاجة الدائمة للمياه، ويبلغ عددها سبعة آبار ويبلغ مجموع سعتها ٤٥٠متر مكعب .

(٢.٤.٢) مواقف السيارات :

تم استيعاب موقف السيارات في القسم الشمالي من الطابق الأول والقسم الجنوبي من الطابق الأول بمعدل ثلاث سيارات في كل قسم.

(٣.٤.٢) الشقق السكنية :

يحتوي المبنى على سبع شقق سكنية تحتوي كل شقة على غرفة نوم رئيسية وغرفتي نوم ومطبخ وصالون وغرفة معيشة وغرفة طعام وحمام ومرحاضين.

(٤.٤.٢) غرفة البويلر :

تقع غرفة البويلر في الطابق الأول في القسم الجنوبي وتبلغ مساحتها (٥٩.٢٨) متر مربع، ولها مدخنة تمتد لخارج المبنى إلى الطابق الأخير .

(٥.٤.٢)المخازن :

يحتوي المبنى على مخزن رئيسي واحد يقع في الطابق الأرضي في القسم الشمالي بمساحة تبلغ ١٥.٠١ متر مربع .

(٦.٤.٢) المنور:

يحوي المبنى منورين يمتد كل منهما من الطابق الأول إلى الطابق الأخير، ويعمل المنور على إنارة كل من المطبخ والمرحاض في كل شقة بالإضافة إلى التهوية .

(٥.٢) وصف الواجهات :

يحتوي المبنى على واجهة ملاصقة لبناء مجاور مما اثر سلبيا على عملية الإنارة والتهوية رغم وجود المنور وهي الواجهة الشرقية و تتميز الواجهات الأخرى للمبنى بالإطلالة، وخاصة تلك القريبة من أشعة الشمس بالنهار وخاصة الواجهة الغربية ، مما وفر إضاءة طبيعية جزئية للمبنى، بالإضافة إلى ذلك أخذ بعين الاعتبار وجود بروزات للحفاظ على عنصر التهوية للمبنى وإبراز عنصر الجمال المعماري.

(٦.٢) 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، ويربط بين الطوابق المختلفة بيت الدرج الذي يعمل على الحركة العمودية بين الطوابق المختلفة .

الفصل الثالث

وصف العناصر الإنشائية

(٣-١) مقدمة .

(٣-٢) هدف التصميم الإنشائي .

(٣-٣) الاختبارات العملية.

(٣-٤) الأحمال .

(٣-٤-١) الأحمال الميتة.
(٣-٤-٢) الأحمال الحية.
(٣-٤-٣) الأحمال البيئية.

(٣-٥) العقدات .

(٣-٦) الجسور.

(٣-٧) الأعمدة.

(٣-٨) الجدران الحاملة (جدران القص).

(٣-٩) الأدراج.

(٣-١٠) الأساسات .

(٣-١١) الجدران الاستنادية:

(٣-١٢) برامج الحاسوب التي تم استخدامها .

الفصل الثالث

وصف العناصر الإنشائية

(٣-١) مقدمة :

بعد إتمام أعمال التصميم المعماري في الفصل الثاني لهذا المشروع يتم الانتقال 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 (ACI-Code)، وذلك لتوفير الدقة والإتقان في التصميم من أجل الوصول لأفضل تصميم إنشائي للمبنى.

(٣-٢) هدف التصميم الإنشائي :

الهدف من عملية التصميم الإنشائي هو الحصول على نظام إنشائي حامل يحتوي على عدة عناصر إنشائية يتم تحديد مقاطعها اعتمادا على عوامل الأمان والتكلفة.

عوامل الأمان يتم تحقيقها عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل الأوزان والأحمال الأخرى والاجهادات الناتجة عنها، أما عنصر التكلفة يتم تحقيقه عن طريق مواد البناء ومقاطع منخفضة التكلفة.

(٣-٣) الاختبارات العملية:

من طبيعة المشروع نجد أنه لا يحتوي على الكثير من الاختبارات والفحوصات سوى فحص واحد ولكنة بالغ الأهمية وهو فحص قوة تحمل التربة ، ولكن هذا الفحص مكلف ولا تتوفر الإمكانيات اللازمة لذلك ، سيتم اعتماد قيمة افتراضية لتحمل التربة ($3.5\ Kg/cm^2$).

(٣-٤) الأحمال :

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، فكل منشأ يتعرض لأنواع عديدة من الأحمال مثل الأحمال الحية والأحمال الميتة والأحمال البيئية .

(٣-٤-١) الأحمال الميتة:

هي الأحمال التي تكون ثابتة من حيث المقدار و الموقع ولا تتغير خلال عمر المبنى، وهذه الأحمال تتمثل في وزن العناصر الإنشائية وعناصر التشطيب ، إن عملية حساب وتقدير هذه الأحمال تكون من خلال معرفة أبعاد وكثافة المواد النوعية المستخدمة في عملية تصنيع العناصر الإنشائية وهي عديدة وتتمثل في أغلب الأحيان في الخرسانة وحديد التسليح والقصارة والطوب والبلاط ومواد التشطيبات والحجارة المستخدمة في تغطية المبنى من

الخارج، بالإضافة إلى الأسقف المعلقة والديكورات الخاصة بالمبنى، والجدول رقم (٣-١) يوضح الكثافات النوعية لكل المواد المستخدمة:

جدول (١-٣) يبين الكثافة النوعية للمواد المستخدمة.

NO.	Material	Quality density
1.	Tile	22 KN/ m^3
2.	Sand	١٦ KN/ m^3
3.	Concrete panel	25 KN/ m^3
4.	Block	9 KN/ m^3
5.	Plaster	22 KN/ m^3

- داود جبجي ، حسن عكور ، كودة الأحمال والقوى الأردنية ، الطبعة الأولى ، ١٩٩٠م .

تم اعتماد أحمال قواطع الطوب (partition) حسب الكود الأردني والتي تساوي (1.0 KN/m²) .

(٣-٤-٢) الأحمال الحية :

ومن هذه الأحمال هي: وزن الأشخاص، والأثاث، والأجهزة والمعدات، والتخزين.

وهي الأوزان التي تتغير حسب استخدام المنشأة، والجدول (٢-٣) يوضح قيم الأحمال الحية الواقعة على كل عنصر في المبنى اعتمادا على كود الأحمال الأردني.

جدول(٢-٣) الأحمال الحية لعناصر المبنى.

NO.	Type of Area	Loads Live (kg/m^2)
1.	Parking	500
3.	Roof	200
5.	Stairs	400

- داود جبجي ، حسن عكور ، كودة الأحمال والقوى الأردنية ، الطبعة الأولى ، ١٩٩٠م .

(٣-٤-٣) الأحمال البيئية:

وتشمل أحمال الثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة، وهذه الأحمال تعتبر أحمالا متغيرة من ناحية المقدار والموقع وتشبه بشكل كبير الأحمال الحية والتي يكون مقدارها متغير.

أحمال الرياح : وتعد أحمال الرياح من الأحمال المرتبطة بارتفاع المبنى عن سطح الأرض وسرعة الرياح والموقع من حيث الإحاطة بمباني مرتفعة أو موقع مرتفع أو منخفض والعديد من المتغيرات الأخرى .

أحمال الثلـــوج : وبمكن حساب أحمال الثلوج من خلال معرفة الارتفاع عن ســـطح البحـــر وباستخدام الجدول التالي:

الجدول رقم (٣-٣) قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر .

علو المنشأ عن سطح الأرض (H) (بالمتر)	أحمال الثلوج (KN /M²)
h > 250	0
500 > h > 250	(h-250) /1000
1500 > h > 500	(h-400) / 400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

- داود جبجي ، حسن عكور ، كودة الأحمال والقوى الأردنية ، الطبعة الأولى ، ١٩٩٠م .

بما أن الأحمال الحية تفوق الأحمال الناتجة عن تراكم الثلوج على سطح المبنى لذلك سيتم إهمال الأحمال الناتجة عن الثلوج.

تحديد أحمال الزلازل والقوى الناتجة عنها في جدران القص سوف يتم اعتمادا على الكود الأمريكي.

(٣-٥) العقدات :

في هذا المشروع ونظرا لوجود العديد من الفعاليات فان هناك العديد من المتطلبات المعمارية ونتيجة لهذا التنوع استخدم في هذا المشروع نوعين من العقدات كل في المكان الملائم له والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصول اللاحقة ، وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :

١. **العقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab)**.
٢. **العقدات المصمتة (Solid Slabs)**.

من سماكة العقدات وأنواع الطوب المستخدم تم تحديد سماكة وعرض الأعصاب، فقد تم استخدام طوب عقد بسماكة (20cm) وبالتالي فان الأعصاب ستكون بعرض (12cm) وسماكة (27cm).

(٣-٦) الجسور:

هي 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 للمسافات القريبة بين الأعمدة نسبيا فضلا عن الأحمال غير العالية نسبيا فأن الجسور التي ستستخدم في العقدة ستكون جسور مسحور .

(٣- ٧) الأعمدة:

تقوم الأعمدة بحمل الجزء الأكبر من أحمال المبنى ونقلها إلى الأساسات، فهي عنصر إنشائي ضروري لثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها.

(٣-٨) الجدران الحاملة (جدران القص):

هي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها ، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل معظمها كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ الناتجة عن أحمال الرياح والزلازل.

(٣-٩) الأدراج:

المخططات المعمارية تتضمن أدراج لتحقيق الانتقال الرأسي عبر المبنى، وسوف يتم تصميم نوع واحد من الأدراج إنشائيا.

(٣-١٠) الأساسات :

هي عبارة عن العناصر الإنشائية التي يتم من خلالها نقل جميع الأحمال والقوى من جدران و أعمدة إلى الأرض ، 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، حيث تقوم الأساسات بتوزيع الأحمال من الأعمدة والجدران الحاملة إلى التربة.

ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة على كل أساس وموقع هذه الأساسات والعناصر التي تخدمها.

(٣-١١) الجدران الاستنادية:

كون المنشأ يحتوي على مواقف للسيارات تحت منسوب سطح الأرض فذلك يفرض استخدام جدران استنادية على محيط المبنى، وعمل التصميم الإنشائي لها بشكل مفصل وفق المعايير التي يحددها الكود الأمريكي .

(٣-١٢) برامج الحاسوب التي تم استخدامها :

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدمها في هذا المشروع وهي:

١. **AUTOCAD 2004**: و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.

٢. **(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.

٣. **(Rc Design) :** تحليل و تصميم بعض العناصر الإنشائية .

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

Chapter Four

Structural Analysis and Design

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

(4-1) Ground Floor Ribs Design .

(4-1-1) Load Calculation :

The main loads acting on the structure are dead and live loads. Dead Load is calculated based on the density for each material used in the slab.

The overall depth of slab must satisfy the limitation of deflection required in ACI Table (9.5.a).

Min h = L / 18.5 **for one end continuous span**

Min h =391 / 18.5 = 21.13 cm

Min h = L / 21 **for interior span**

Min h = 525 / 21 = 26.29 cm

Use an overall depth of 27 cm (20 cm block)

Dead load : -

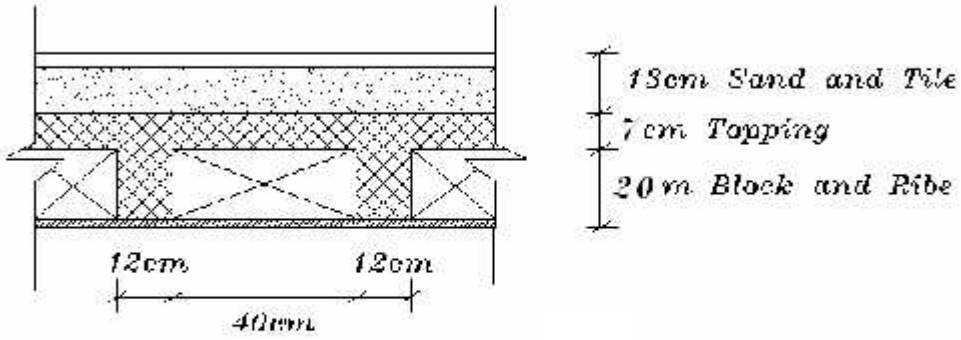


Figure (4-1): Cross section in the Slab

Coarse Sand Fill and Tile	0.13*0.52*2000	=135.2 kg/m of rib
Concrete Rib	0.20*0.12*2500	= 60 kg/m of rib
Block	0.20*0.40*900	= 72 kg/m of rib
Topping	0.07*0.52*2500	= 91 kg/m.
Plaster	0.03*0.52*2200	= 34.32 Kg/m of rib
Partitions	(100)(0.52)	= 52 Kg/m of rib

Nominal Total Dead Load = 444.52 Kg/m of rib

Factored Total Dead Load = 1.4*444.52 = 622.33 kg/m.

= 6.22 KN/m.

Live load = 2 KN/m^2 .

Factored live load =2*1.7*0.52= 1.77 KN/m

(4-1-2) Slab (Topping) Design :

Live load = 200 Kg/m^2 = 0.2 ton/m^2 .

Dead load = Nominal Total Dead load – Dead load of Rib.

Dead load = (6.22 /0.52) – (0.60/0.52) = 10.81 KN/ m^2

W_u = 1.4 (10.81*100) + 1.7 (200) = 1853.4 Kg/ m^2

= 1.8534 ton/ m^2

Assume slab is fixed at support point (ribs)

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

$$Mu = \left(\frac{1.8534 \times 0.4^2}{12} \right) = 0.025 \text{ ton.m , for 1 m wide strip}$$

Calculate modules of rapture of concrete according to ACI (9.5.2.3).

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

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

$$s = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \times 7^2}{6} = 816.7cm^3$$ …….. for a rectangular X-section

ΦMn = 0.65 (38.3)(816.7) = 20331.75 Kg.cm , (Φ = 0.65 for plain concrete)

= 0.203 ton.m

ΦMn = 0.203 ton.m > Mu = 0.025 ton.m

According to ACI (7.12.2.1), minimum reinforcement is required to prevent cracks and minimizes temperature effects:

For fy = 400 Mpa

ρ = 0.002

A_s = 0.002(100)(7) = 1.4 cm^2 /1m

Use Φ 8 @ 20 cm on center both ways

Provided A_s = 2.5 cm^2 /1m

(4-1-3) Rib Design (R1) :

The length of spans are shown in figure (4-2) below .And the locations of Rib1 are shown in figure (4-3).

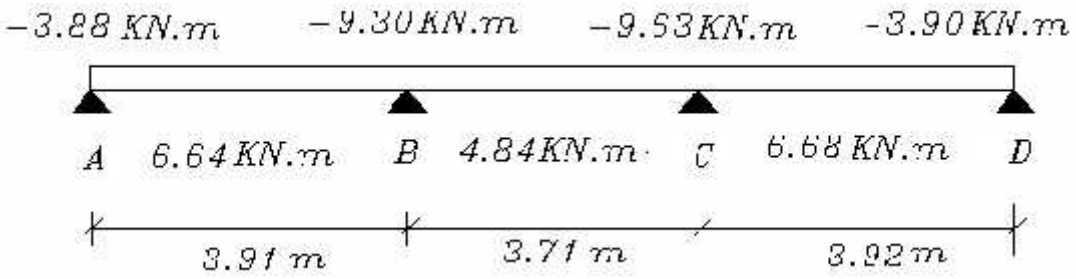


Figure (4-2): Rib (RG-1) Moment Values

- Using ACI coefficient we get the following moment values for positive moment .

Wu = Dl + Ll = 6.22 +1.77 = 8 KN /m

Span 3.91 m .

(1/14) *Wu *Ln ^{2} =(1/14)*8*(3.41) ^{2} = 6.64 KN.m

Span 3.71 m .

(1/16) *Wu *Ln ^{2} =(1/16)*8*(3.11) ^{2} = 4.84 KN.m

Span 3.92 m .

(1/14) *Wu *Ln ^{2} =(1/14)*8*(3.42) ^{2} = 6.68 KN.m

1- Design For Positive Moment :

- **Design For (AB) and (CD) span.**

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 = 371 / 4 = 92.75 cm

b_E = b_w + 16 t = 12 + 16 (7) = 124 cm

b_E = C/C = 52 cm…….. Control

Mu = 6.64 KN.m

Mu = 6.68 KN.m

Select Mu = 6.68 KN.m

Mn= 6.68 /0.9 = 7.42 KN.m

Mn= 0.742 ton.m

Determine AS max :

€y = fy /E = 400/200000 =0.002

xb = (0.003*23.4) /(0.003+0.002) = 14.04 cm .

ab = β * xb = 0.85 *14.04 = 11.934 cm

C_1b = 0.85*0.3*12*11.934 = 36.52 ton.

C_2b = 2*(0.85*0.3*20*7) = 71.4 ton .

Cb = C_1b+ C_2b = 36.52 +71.4 = 107.92 ton = Tb.

Asb = Tb/Fy = 107.92/4 = 26.98 cm^2.

As max = 0.75 *Asb = 20.24 cm^2

Determine AS min :

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

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{30}}{4(400)}(12)(24.4) \geq \frac{1.4}{400}(12)(24.4)$$

A_s min = 0.96 ≥ 0.98

As= 0.98 cm^2

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

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{0.742\ (10)^5}{(52)(23.4)^2} = 2.61\ Kg\ /\ cm^2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{15.7}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 15.7 * 0.261}{400}}\right) = 0.00066$$

A_s = 0.00066(52)*23.4 = 0.8 cm^2 < A_s min

Select A_s min = 0.98 cm^2

Use 2 Φ 10 mm , A_s = 1.57 cm^2

- **Design For (BC) span .**

Mu = 4.48 KN.m

Mn= 4.48 / 0.9 = 4.98 KN.m .

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

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{0.498\ (10)^5}{(52)(23.4)^2} = 1.75\ Kg\ /\ cm^2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{15.7}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 15.7 * 0.175}{400}}\right) = 0.00044$$

A_s = 0.00044*52*23.4= 0.53 cm^2 < A_s min

Select A_s min = 0.98 cm^2

Use 2 Φ 10 mm , A_s = 1.57 cm^2

2- Design For Negative Moment :

- Using ACI coefficient we get the following moment values for negative moment .

Wu = Dl + Ll = 6.22 +1.77 = 8 KN /m

Negative Moment above column (A) :

(1/24) *Wu *Ln^2 =(1/24)*8*$(3.41)^2$ = 3.88 KN.m

Negative Moment at exterior face of support (B) :

(1/10) *Wu *Ln^2 =(1/10)*8*$(3.41)^2$ = 9.30 KN.m

Negative Moment at exterior face of support (C) :

(1/10) *Wu *Ln ^{2} =(1/10)*8*(3.42) ^{2} = 9.63 KN.m

Negative Moment at other faces of interior support :

(1/11) *Wu *Ln ^{2} =(1/11)*8*(3.11) ^{2} = 7.03 KN.m

Negative Moment above column (D) :

(1/24) *Wu *Ln ^{2} =(1/24)*8*(3.42) ^{2} = 3.90 KN.m

<u>At exterior supports :</u>

(1/24) *Wu *Ln ^{2}

Mu = 3.88 KN.m

Mu = 3.90 KN.m

Use Mu = 3.90 KN.m

Mn = 3.90 /0.9 = 4.33 KN.m

Determine AS max :

AS max = ρ max * bw * d = 0.0244*12*23.4 = 6.85 cm ^{2}

Determine AS min :

$$A_s = \frac{\sqrt{fc'}}{2(fy)}(bw)(d) \le \frac{\sqrt{fc'}}{4\,fy}(bf)(d) \ge \frac{1.4}{fy}(bf)(d) \ldots\ldots\ldots \text{(ACI-10.5.2)}$$

$$A_{min} = \frac{\sqrt{30}}{2(400)}(12)(23.4) \le \sqrt{30}(52)(23.4)/(4*400) \ge \frac{1.4}{400}(52)(23.4)$$

$A_s = 1.92 \le 4.14 \le 4.25$

As min = 1.92 cm ^{2}

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

Rn = Mn / bw * d² = $\frac{4.33x10^{-3}}{0.12x0.234^2} = 0.66MPa$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{15.7}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*15.7*0.66}{400}}\right) = 0.0017$$

A_s = 0.0017(12) (23.4)= 0.48 cm^2 < As min

Select A_s min = 1.92 cm^2

Use 2Φ 12 mm …… A_s = 2.26 cm^2

At interior supports :

Mu = 9.30 KN.m

Mu = 9.63 KN.m

Use Mu = 9.63 KN.m

Mn = 9.63 /0.9 = 10.7 Kn.m

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

Rn = Mn / bw * d² = $\frac{10.7x10^{-3}}{0.12x0.234^2} = 1.63MPa$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{15.7}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*15.7*1.63}{400}}\right) = 0.0042$$

A_s = 0.0042(12) (23.4)= 1.18 cm^2 < As min

Select A_s min = 1.92 cm^2

Use 2Φ 12 mm ….. A_s = 2.26 cm^2

(4-1-4) Design of shear for T-section for rib (G,1) :

$$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} \; bw * d$$

$$= (0.85 * \frac{\sqrt{30}}{6} \; 12* 23.4)*100/1000$$

$$= 21.78 \text{ kN}$$

$$\Phi Vs(min) = (0.85 \frac{1}{3} * 12 * 23.4)*100/1000$$

$$= 7.96 \text{ KN}$$

Vu = (0.5583)* Wu*ln

Vu = 0.5583 * 8 *3.42 = 15.3 KN

0.5 Φ Vc < Vu < Φ Vc ……According to category (2)

(Shear reinforcement is not required)

$$S = \frac{3 * Av * fy}{bw} = \frac{3*1.01*400}{12} = 101 \text{ cm} .$$

- **Use** Φ 8 stirrups @ 40 cm

Table (4-1):Ground Floor Ribs

Rib No	Span length (m)	Rib Dimensions		Reinforcement			Stirrups	
		Rib Width (cm)	Rib Depth (cm)	Positive Steel	Negative Steel (Exterior Support)	Negative Steel (Interior Support)	Φ (mm)	Spacing (cm)
Rib 1	3.90	12	٢٧	**٢** Φ ١٠	٢ Φ ١٢	٢ Φ ١٢	Φ 8	40
	3.71	12	٢٧	**٢** Φ ١٠		٢ Φ ١٢	Φ 8	٤٠
	٣.٩٢	12	٢٧		٢ Φ ١٢		Φ 8	٤٠
Rib 2	3.43	12	٢٧	**٢** Φ ١٠	٢ Φ ١٢	٢ Φ ١٢	Φ 8	٤٠
	3.71	12	٢٧	**٢** Φ ١٠		٢ Φ ١٢	Φ 8	٤٠
	3.91	12	٢٧		٢ Φ ١٢		Φ 8	٤٠
Rib 3	3.43	12	٢٧	**٢** Φ ١٠	٢ Φ ١٢	٢ Φ ١٢	Φ 8	٤٠
	3.71	12	٢٧	**٢** Φ ١٠		٢ Φ ١٢	Φ 8	٤٠
	5.55	12	٢٧	**٢** Φ ١٠		١ Φ ١٤ &**١** Φ ١٦	Φ 8	١٠
	5.48	12	٢٧	**٢** Φ ١٢		٢ Φ ١٤	Φ ٨	١٠
	3.72	12	٢٧	**٢** Φ ١٠		٢ Φ ١٢	Φ 8	١٠
	3.29	12	٢٧	**٢** Φ ١٠	٢ Φ ١٢		Φ 8	١٠
Rib 4	3.72	12	٢٧	**٢** Φ ١٠	٢ Φ ١٢	٢ Φ ١٢	Φ 8	٤٠
	3.71	12	٢٧	**٢** Φ ١٠		٢ Φ ١٢	Φ 8	٤٠
	5.55	12	٢٧	**٢** Φ ١٠		١ Φ ١٤ &**١** Φ ١٦	Φ 8	١٠
	5.48	12	٢٧	**٢** Φ ١٢		٢ Φ ١٤	Φ ٨	١٠
	3.72	12	٢٧	**٢** Φ ١٠		٢ Φ ١٢	Φ 8	١٠
	3.55	12	٢٧	**٢** Φ ١٠	٢ Φ ١٢		Φ 8	١٠

Rib No	Span length (m)	Rib Dimensions		Reinforcement			Stirrups	
		Rib Width (cm)	Rib Depth (cm)	Positive Steel	Negative Steel (Exterior Support)	Negative Steel (Interior Support)	Φ (mm)	Spacing (cm)
Rib 5	3.89	12	٢٧	٢ Φ ١٠	٢ Φ ١٢	٢ Φ ١٢	Φ 8	40
	3.71	12	٢٧	٢ Φ ١٠	٢ Φ ١٢		Φ 8	40
Rib 6	3.85	12	٢٧	٢ Φ ١٠	٢ Φ ١٢	٢ Φ ١٢	Φ 8	١٠
	٣.٧٣	12	٢٧	٢ Φ ١٠		٢ Φ ١٢	Φ 8	١٠
	٣.٧٢	12	٢٧	٢ Φ ١٠	٢ Φ ١٢		Φ 8	١٠
Rib7	3.85	12	٢٧	٢ Φ ١٠	٢ Φ ١٢	٢ Φ ١٢	Φ 8	١٠
	٣.٧٣	12	٢٧	٢ Φ ١٠		٢ Φ ١٢	Φ 8	١٠
	3.19	12	٢٧	٢ Φ ١٠	٢ Φ ١٢		Φ 8	١٠
Rib 8	3.91	12	٢٧	٢ Φ ١٠	٢ Φ ١٢	٢ Φ ١٢	Φ 8	٤٠
	٣.٩٣	12	٢٧	٢ Φ ١٠		٢ Φ ١٢	Φ 8	٤٠
	1.59	12	٢٧	٢ Φ ١٠		٢ Φ ١٢	Φ 8	٤٠
	٣.٧١	12	٢٧	٢ Φ ١٠		٢ Φ ١٢	Φ 8	٤٠
	3.73	12	٢٧	٢ Φ ١٠	٢ Φ ١٢		Φ 8	٤٠

Table (4-2):First , Second , Third &Fourth Floors Ribs :

Rib No	Span length (m)	Rib Dimensions		Reinforcement			Stirrups	
		Rib Width (cm)	Rib Depth (cm)	Positive Steel	Negative Steel (Exterior Support)	Negative Steel (Interior Support)	Φ (mm)	Spacing (cm)
Rib 1	3.90	12	٢٧	**٢ Φ** ١٠	٢ **Φ** ١٢	٢ **Φ** ١٢	**Φ** 8	40
	3.71	12	٢٧	**٢ Φ** ١٠		٢ **Φ** ١٢	**Φ** 8	٤٠
	٣.٩٢	12	٢٧		٢ **Φ** ١٢		**Φ** 8	٤٠
Rib 2	3.43	12	٢٧	**٢ Φ** ١٠	٢ **Φ** ١٢	٢ **Φ** ١٢	**Φ** 8	٤٠
	3.71	12	٢٧	**٢ Φ** ١٠		٢ **Φ** ١٢	**Φ** 8	٤٠
	3.91	12	٢٧		٢ **Φ** ١٢		**Φ** 8	٤٠
Rib 3	3.43	12	٢٧	**٢ Φ** ١٠	٢ **Φ** ١٢	٢ **Φ** ١٢	**Φ** 8	٤٠
	3.71	12	٢٧	**٢ Φ** ١٠		٢ **Φ** ١٢	**Φ** 8	٤٠
	5.55	12	٢٧	**٢ Φ** ١٠		٢**Φ** ١٤	**Φ** 8	١٠
	5.48	12	٢٧	**٢ Φ** ١٢		٢ **Φ** ١٢	**Φ** 8	١٠
	3.72	12	٢٧	**٢ Φ** ١٠		٢ **Φ** ١٢	**Φ** 8	40
	3.29	12	٢٧	**٢ Φ** ١٠	٢ **Φ** ١٢		**Φ** 8	40
Rib 4	3.72	12	٢٧	**٢ Φ** ١٠	٢ **Φ** ١٢	٢ **Φ** ١٢	**Φ** 8	٤٠
	3.71	12	٢٧	**٢ Φ** ١٠		٢ **Φ** ١٢	**Φ** 8	٤٠
	5.55	12	٢٧	**٢ Φ** ١٠		٢ **Φ**١٤	**Φ** 8	١٠
	5.48	12	٢٧	**٢ Φ** ١٢		٢ **Φ** ١٢	**Φ** 8	١٠
	3.72	12	٢٧	**٢ Φ** ١٠		٢ **Φ** ١٢	**Φ** 8	٤٠
	3.55	12	٢٧	**٢ Φ** ١٠	٢ **Φ** ١٢		**Φ** 8	40

Rib No	Span length (m)	Rib Dimensions		Reinforcement			Stirrups	
		Rib Width (cm)	Rib Depth (cm)	Positive Steel	Negative Steel (Exterior Support)	Negative Steel (Interior Support)	Φ (mm)	Spacing (cm)
Rib 5	3.89	12	٢٧	٢ **Φ** ١٠	٢ **Φ** ١٢	٢ **Φ** ١٢	**Φ** 8	٤٠
	3.71	12	٢٧	٢ **Φ** ١٠	٢ **Φ** ١٢		**Φ** 8	٤٠
Rib 6	3.85	12	٢٧	٢ **Φ** ١٠	٢ **Φ** ١٢	٢ **Φ** ١٢	**Φ** 8	٤٠
Rib 7	1.49	12	٢٧			١ **Φ** ١٢ &**١ Φ** ١٤	**Φ** 8	٤٠
	4.41	12	٢٧	٢ **Φ** ١٢	٢ **Φ** ١٢		**Φ** 8	٤٠
Rib 8	٣.٧١	12	٢٧	٢ **Φ** ١٠	٢ **Φ** ١٢		**Φ** 8	٤٠
	3.73	12	٢٧	٢ **Φ** ١٠	٢ **Φ** ١٢	٢ **Φ** ١٢	**Φ** 8	٤٠
Rib9	٣.٩١	12	٢٧	٢ **Φ** ١٠	٢ **Φ** ١٢	٢ **Φ** ١٢	**Φ** 8	٤٠
	٣.٩٣	12	٢٧	٢ **Φ** ١٠	٢ **Φ** ١٢		**Φ** 8	٤٠
Rib10	3.85	12	٢٧	٢ **Φ** ١٠	٢ **Φ** ١٢	٢ **Φ** ١٢	**Φ** 8	٤٠
	3.72	12	٢٧	٢ **Φ** ١٠	٢ **Φ** ١٢	٢ **Φ** ١٢	**Φ** 8	٤٠
	3.55	12	٢٧	٢ **Φ** ١٠			**Φ** 8	٤٠

(4-2) Beams Design :

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

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

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

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

(4-2-1) Design Data :

- **Section dimension :**

Width (b) = 60 cm

Depth (h) =27 cm

d= h-Ct-d/2 = 27-2-(1.2/2)-1 = 23.4 cm

- **Loads Calculations :**

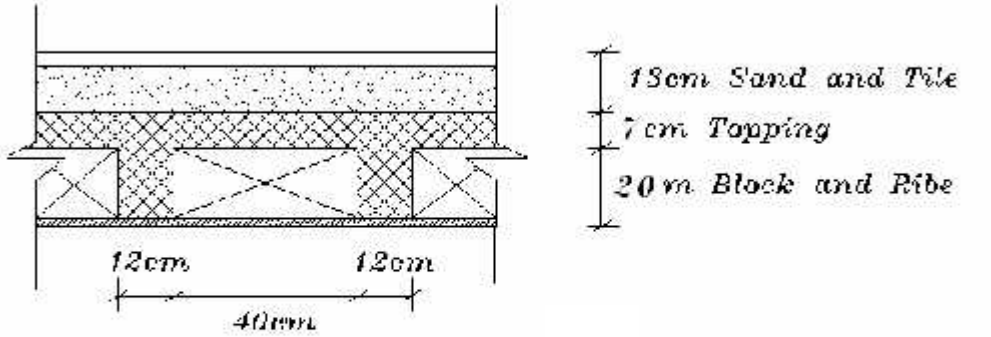


Figure (4-3):Cross section in the Slab

Coarse Sand Fill and Tile	0.13*1*2000	=260 kg/m^2
Concrete Rib	0.20*0.12*2500*2	= 120 kg/m^2
Block	(0.20*0.40*900)+(0.20*0.18*900)	= 104.4 kg/m^2
Topping	0.07*1*2500	= 175 kg/m^2.
Plaster	0.03*1*2200	= 66 Kg/m^2
Partitions	(100)(1)	= 100 Kg/m^2

Dead Load = 825.4 kg/ m^2

= 8.254 kN/m^2

Nominal dead load = (dead load carried by the beam) + (self weight of beam)

- **Self weight of beam** =0.27*25*0.6 = 4.05 kN/m
- **Dead load carried by beam for interior beam** = 8.254 *(3.54 + 3.75)/2

= 30.08 kN/m

Factored Dead load =1.4 *(30.08 + 4.05) = 47.78 kN/m

Live load = 2 KN/m^2 .

Factored live load =1.7* 2*(3.54 + 3.75)/2 = 12.32 kN/m

- **Dead load carried by beam for exterior beam** = 8.254 *(3.89 + 3.75)/2
  = 31.53 kN/m

Factored Dead load =1.4 *(31.53 + 4.05) = 49.81 kN/m

Live load = 2 KN/m^2 .

Factored live load =1.7* 2*(3.89 + 3.75)/2 = 12.92 kN/m

- **Material properties :**

Concrete: fc = 30 Mpa **Reinforcement: fy = 400 Mpa**

(4-2-2) Design of beam (B -G-12) :

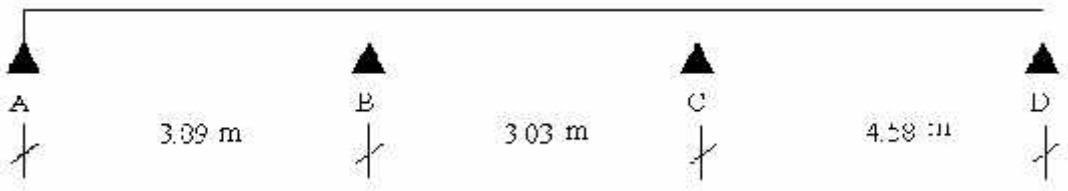


Figure. (4-4): Beam Length

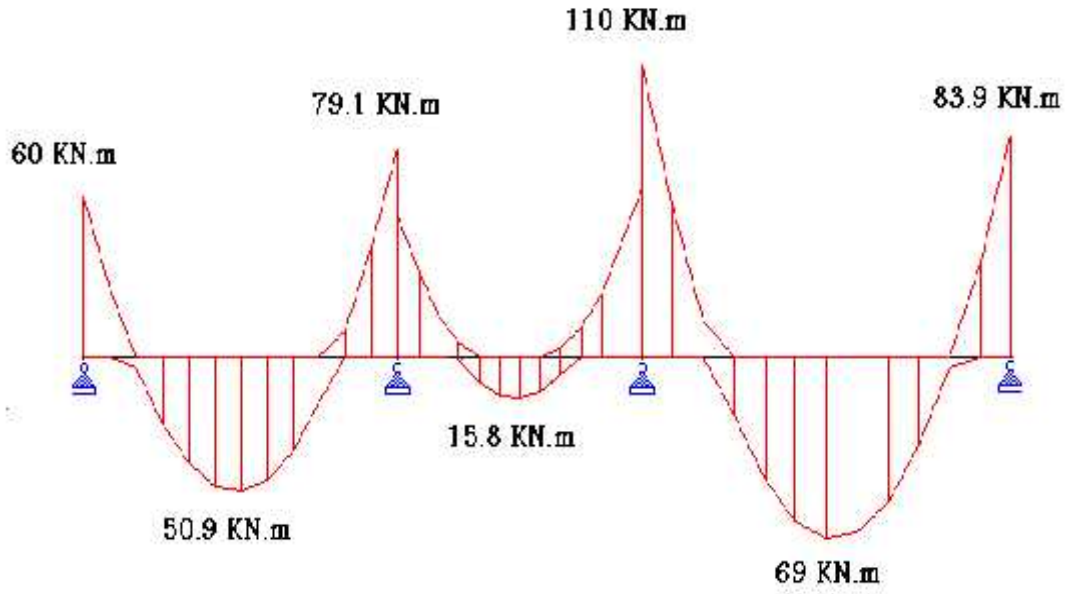


Figure. (4-5):The design moment for the beam (B -G-12)

B = 60 cm **H = 27 cm** **D = 23.4 cm**

(4.2.3): Design For Positive Moment :

<u>1- Mu = 69 kN.m</u>

Mn = 69 / 0.9 = 76.67 kN.m

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

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{76.67 \times 10^6}{600 \times 234^2} = 2.33 Mpa$$

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

$$= \frac{1}{15.7}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 15.7\times 2.33}{400}}\right) = 0.0061$$

$$\rho \text{ min} = \frac{\sqrt{f'}}{4 f_y} \leq \frac{1.4}{f_y}$$

$$\rho \text{ min} = \frac{\sqrt{30}}{4*400} \leq \frac{1.4}{400}$$

- ρ min = 0.0034 $\leq$ 0.0035 ρ min = 0.0035
- ρ max = 0.0244
- ρ min < ρ < ρ max

A_s (req) = 0.0061 *60 *23.4 = 8.56 cm^2

Use 5 Φ 16 mm ……. $A_{s\ (\textbf{provide})}$ = 10.05 cm^2

2- Mu = 15.8 kN.m

Mn = 15.8 / 0.9 = 17.56 kN.m

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

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{17.56\times 10^6}{600\times 234^2} = 0.53 Mpa$$

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

$$= \frac{1}{15.7}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 15.7\times 0.53}{400}}\right) = 0.0014$$ ρ min > ρ

A_s (req) =0.0035*60 *23.4 = 4.91 cm^2

Use 3 Φ 16 mm ……$A_{s\ (\textbf{provide})}$ = 6.03 cm^2

3- Mu = 50.9 kN.m

Mn = 50.9 / 0.9 = 56.56 kN.m

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

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{56.56 \times 10^6}{600 \times 234^2} = 1.72 Mpa$$

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

$$= \frac{1}{15.7}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 1.72}{400}}\right) = 0.0045 \qquad \rho \text{ min} > \rho$$

A_s (req) =0.0045*60 *23.4 = 6.26 cm^2

Use 4 Φ 16 mm …….$A_{s\ (\text{provide})}$ = 8.04 cm^2

(4-2-4): Design For Negative Moment :

1. Negative Moment above column (A) :

Mu = 60 KN.m

Mn = 60 / 0.9 = 66.67 kN.m

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

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{66.67 \times 10^6}{600 \times 234^2} = 2.03 Mpa$$

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

$$= \frac{1}{15.7}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 15.7\times 2.03}{400}}\right) = 0.0053$$ ° min < ° < ° max

A s (req) = 0.0053*60 *23.4 = 7.43 cm^2

Use 4Φ 16 mm…… A $s_{\text{(provide)}}$ = 8.04 cm^2

2. Negative Moment above column (B) :

Mu = 79.1 kN.m

Mn =79.1/0.9 = 87.89 KN.m

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

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{87.89\times 10^6}{600\times 234^2} = 2.68 Mpa$$

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

$$= \frac{1}{15.7}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 15.7\times 2.68}{400}}\right) = 0.0071$$ ° min < ° < ° ma

A s (req) = 0.0071*23.4*60 = 9.94 cm^2

Use 5 Φ16 mm……A $s_{\text{(provide)}}$ = 10.05 cm^2

3. Negative Moment above column (C) :

Mu = 110 kN.m

Mn = 110/0.9 = 122.22 KN.m

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

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{122.22 \times 10^6}{600 \times 234^2} = 3.72 Mpa$$

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

$$= \frac{1}{15.7}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 3.72}{400}}\right) = 0.010 \qquad \rho_{min} < \rho < \rho_{ma}$$

A_s (req) = 0.010 *23.4*60 = 14.18 cm^2

Use 8Φ16 mm…….. $A_{s\ (\textbf{provide})}$ = 16.08 cm^2

4. Negative Moment above column (D) :

Mu = 83.9 kN.m

Mn = 83.9/0.9 = 93.22 KN.m

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

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{93.22 \times 10^6}{600 \times 234^2} = 2.84 Mpa$$

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

$$= \frac{1}{15.7}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 15.7\times 2.84}{400}}\right)= 0.0075 \qquad \text{° min} < \text{°} < \text{° ma}$$

A s (req) = 0.0075 *23.4*60 = 10.58 cm^2

Use 6Φ16 mm……A s **(provide)** = 12.057 cm^2

(4-2-5): Design Shear For The Beam (B-G-12) :

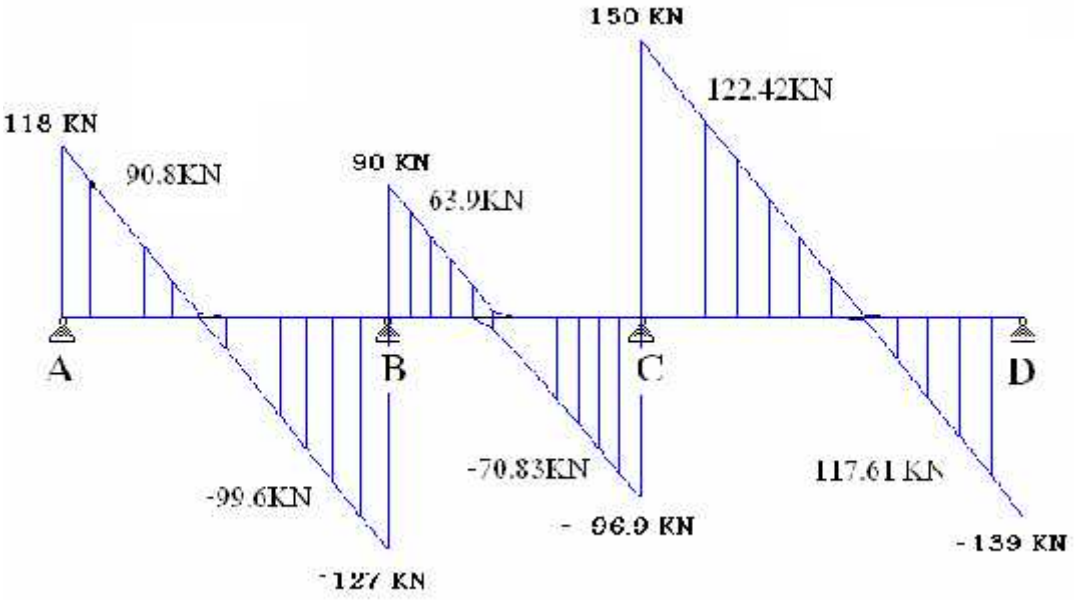


Figure. (4-6):The shear envelop for the beam (B -G-12)

B = 60 cm **H = 27 cm** **D = 23.4 cm**

$$¤Vc = 0.85\left(\sqrt{\frac{fc'}{6}}\right)bwd = 0.85\left(\sqrt{\frac{30}{6}}\right)(60)(23.4)\left(\frac{100}{1000}\right)= 108.94KN.$$

$$¤Vs\min = \left(\frac{1}{3}\right)Mpa * bw * d = \left(\frac{1}{3}\right)* 60 * 23.4 * \left(\frac{100}{1000}\right)= 46.8KN.$$

1. Design of shear above support A :

Category (2) no exception min shear must be provided .

Vu =90.8 KN at critical section.

(ΦVc/2) <Vu< ΦVc

54.47 KN < 90.8 KN < 108.94

Min shear must be provided .

$$S = \left(\frac{3Avfy}{bw}\right) = \left(\frac{3\times 2\times 0.79\times 400}{60}\right) = 31.6\,\text{cm}\ .$$

$S \le 60\,\text{cm}.$

$$S \le \frac{d}{2} = \frac{23.4}{2} = 11.7\ \text{cm}.$$ …….. **control.**

Use S = 10 cm.

$$\Phi Vs = \frac{0.85Avfyd}{S} = \frac{0.85\times 2\times 0.79\times 400\times 23.4}{10}\times\left(\frac{100}{1000}\right) = 125.71\ \text{KN}\ .$$

Vu =90.8 KN < (ΦVc +ΦVs) =234.65 KN. **OK**

Complies with category (2).

Use 1Φ10 at 10 cm. at distance 0.7m from face of support A.

Use 1Φ10 at 40 cm at distance 0.7 m to 2.40 m from face of support A witch complies with category (1): Vu < 0.5 ΦVc

where no shear reinforcement do not needed.

2. Design of shear above support B left:

Category (2) no exception min shear must be provided .

(ΦVc/2)<Vu< ΦVc

108.94 KN < 99.6 KN < 108.94 KN.

$$S = \left(\frac{3Avfy}{bw}\right) = \left(\frac{3\times 2\times 0.79\times 400}{60}\right) = 31.6\,\text{cm}\ .$$

$S \le 60\,\text{cm}.$

$$S \le \frac{d}{2} = \frac{23.4}{2} = 11.7\ \text{cm}.$$ …….. **control.**

Use S = 10 cm.

$$\Phi Vs = \frac{0.85Avfyd}{S} = \frac{0.85\times 2\times 0.79\times 400\times 23.4}{10}\times\left(\frac{100}{1000}\right) = 125.71 \text{ KN}.$$

Vu =127 KN < (ΦVc +ΦVs prvided) =234.65 KN. **OK**

Complies with category (2).

Use 1Φ10 at 11 cm at distance 0.72 from face of support B to the left .

Use 1Φ10 at 40 cm at distance 0.72 m to 2.740 m from face of support B to the left .

witch complies with category (1): Vu < 0.5 ΦVc

where no shear reinforcement do not needed.

3. Design of shear above support B right :

Category (2) no exception min shear must be provided .

(ΦVc/2)<Vu< ΦVc

108.94 KN < 63.9 KN < 108.94 KN.

$$S = \left(\frac{3Avfy}{bw}\right) = \left(\frac{3\times 2\times 0.79\times 400}{60}\right) = 31.6 \text{ cm}.$$

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

$$S \le \frac{d}{2} = \frac{23.4}{2} = 11.7 \text{ cm.} \quad \text{…….. control.}$$

Use S = 10 cm.

$$\Phi Vs = \frac{0.85Avfyd}{S} = \frac{0.85\times 2\times 0.79\times 400\times 23.4}{10}\times\left(\frac{100}{1000}\right) = 125.71 \text{ KN}.$$

Vu =63.9 KN < (ΦVc +ΦVs prvided) =234.65 KN. **OK**

Complies with category (2).

Use 1Φ10 at 10 cm at distance 0.60 m from face of support B to the right .

Use 1Φ10 at 40 cm at distance 0.60 m to 1.29 m from face of support B to the right .

witch complies with category (1): Vu < 0.5 ΦVc

where no shear reinforcement do not needed.

4. Design of shear above support C left :

Category (2) no exception min shear must be provided .

(ΦVc/2)<Vu< ΦVc

108.94 KN < 70.83 KN < 108.94 KN.

$$S = \left(\frac{3Avfy}{bw}\right) = \left(\frac{3\times 2\times 0.79\times 400}{60}\right) = 31.6\,\text{cm}\ .$$

$S \le 60\,\text{cm}.$

$$S \le \frac{d}{2} = \frac{23.4}{2} = 11.7\ \text{cm}. \quad \text{…….. control.}$$

Use S = 10 cm.

$$\Phi Vs = \frac{0.85Avfyd}{S} = \frac{0.85\times 2\times 0.79\times 400\times 23.4}{10}\times\left(\frac{100}{1000}\right) = 125.71\ \text{KN}\ .$$

Vu =70.83 KN < (ΦVc +ΦVs prvided) =234.65 KN. **OK**

Complies with category (2).

Use 1Φ10 at 10 cm at distance 0.70 from face of support C to the left .

Use 1Φ10 at 40 cm at distance 0.72 m to 1.46 m from face of support C to the left .

witch complies with category (1): Vu < 0.5 ΦVc

where no shear reinforcement do not needed.

5. Design of shear above support C right :

Category (3) : shear reinforcement must be provided.

ΦVc<Vu<(ΦVc+ min ΦVs)

108.94 KN < 122.4 KN < (108.94 + 46.8 =155.74 KN)

$$S = \left(\frac{3Avfy}{bw}\right) = \left(\frac{3\times 2\times 0.79\times 400}{60}\right) = 31.6\,\text{cm}\ .$$

$S \le 60\,\text{cm}.$

$$S \le \frac{d}{2} = \frac{23.4}{2} = 11.7\ \text{cm}. \quad \text{…….. } \textbf{control.}$$

Use S = 10 cm.

$$\Phi Vs = \frac{0.85 Avfyd}{S} = \frac{0.85\times 2\times 0.79\times 400\times 23.4}{10}\times\left(\frac{100}{1000}\right) = 125.71 \text{ KN}.$$

Vu =122.4 KN < (ΦVc +ΦVs) =234.65 KN. **OK**

Complies with category (3).

Use 1Φ10 at 10 cm at distance 1.10 from face of support C to the right .

Use 1Φ10 at 40 cm at distance 1.10 m to 2.80 m from face of support C to the right .

witch complies with category (1): Vu < 0.5 ΦVc

where no shear reinforcement do not needed.

6. Design of shear above support D :

Category (3) : shear reinforcement must be provided.

ΦVc<Vu<(ΦVc+ min ΦVs)

108.94 KN < 117.61 KN < (108.94 + 46.8 =155.74 KN)

$$S = \left(\frac{3Avfy}{bw}\right) = \left(\frac{3\times 2\times 0.79\times 400}{60}\right) = 31.6 \text{ cm}.$$

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

$S \le \frac{d}{2} = \frac{23.4}{2} = 11.7$ cm. …….. **control.**

Use S = 10 cm.

$$\Phi Vs = \frac{0.85 Avfyd}{S} = \frac{0.85\times 2\times 0.79\times 400\times 23.4}{10}\times\left(\frac{100}{1000}\right) = 125.71 \text{ KN}.$$

Vu =117.61 KN < (ΦVc +ΦVs) =234.65 KN. **OK**

Complies with category (3).

Use 1Φ10 at 10 cm at distance 1.00m from face of support D to the left.

Use 1Φ10 at 40 cm at distance 1.00 m to 2.50 m from face of support C to the left.

witch complies with category (1): Vu < 0.5 ΦVc

where no shear reinforcement do not needed.

Table (4-3):Ground Floor Beams :

Beam No.	Span Length (m)	Beam Dimensions		Reinforcement			Stirrup Φ(mm)	Spacing (cm)
		Beam Length (cm)	Beam Depth (cm)	Positive Steel	Negative Steel (Exterior support)	Negative Steel (Interior support)		
B (G,1)	4.4٠	40	23.4	3Φ16	4Φ16		10	١٠
	2.46	40	23.4	2Φ16		5Φ16	10	١٠
	4.64	40	23.4	4Φ16	4Φ16	5Φ16	10	١٠
B (G,2)	4.40	60	23.4	6Φ16	6Φ16		10	١٠
	2.52	60	23.4	3Φ16		8Φ16	10	١٠
	4.58	60	23.4	6Φ16	7Φ16	9Φ16	10	١٠
B (G,3)	5.47	40	23.4	2Φ16	2Φ16		10	١٠
B (G,4)	3.87	40	23.4	2Φ16	2Φ16		10	١٠
	3.72	40	23.4	2Φ16		2Φ16	10	١٠
	3.72	40	23.4	2Φ16	2Φ16	2Φ16	10	١٠
B (G,5)	4.47	40	23.4	2Φ16	2Φ16	2Φ16	10	١٠
B (G,6)	3.60	60	23.4	4Φ16	5Φ16		10	١٠
	3.32	60	23.4	3Φ16		6Φ16	10	١٠
	4.58	60	23.4	5Φ16	6Φ16	9Φ16	10	١٠
B (G,7)	3.01	40	23.4	3Φ16	3Φ16		10	١٠
B (G,8)	3.91	40	23.4	2Φ16	2Φ16		10	١٠
	3.71	40	23.4	2Φ16		2Φ16	10	١٠
	1.61	40	23.4	2Φ16		2Φ16	10	١٠

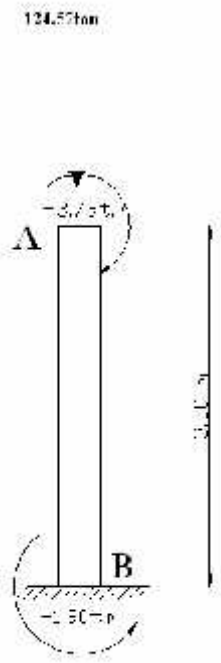
	3.91	40	23.4	2Φ16		2Φ16	10	۱۰
	3.93	40	23.4	2Φ16		2Φ16	10	۱۰
	1.59	40	23.4	2Φ16		2Φ16	10	۱۰
	3.71	40	23.4	2Φ16		2Φ16	10	۱۰
	3.73	40	23.4	2Φ16	2Φ16	2Φ16	10	۱۰
B (G,9)	1.37	60	23.4	3Φ16	3Φ16	5Φ16	10	۱۰
	4.58	60	23.4	4Φ16	5Φ16		10	۱۰
B (G,10)	3.01	40	23.4	3Φ16	3Φ16		10	۱۰
B (G,11)	3.60	60	23.4	3Φ16	4Φ16		10	۱۰
	3.32	60	23.4	3Φ16		4Φ16	10	۱۰
	4.58	60	23.4	5Φ16	5Φ16	8Φ16	10	۱۰
B (G,12)	3.89	60	23.4	4Φ16	4Φ16		10	۱۰
	3.03	60	23.4	3Φ16		6Φ16	10	۱۰
	4.58	60	23.4	5Φ16	6Φ16	8Φ16	10	۱۰
B (G,13)	3.96	40	23.4	2Φ16	3Φ16		10	۱۰
	2.89	40	23.4	2Φ16		3Φ16	10	۱۰
	4.65	40	23.4	3Φ16	3Φ16	4Φ16	10	۱۰
B (G,14)	3.91	40	23.4		2Φ16	2Φ16	10	۱۰
	3.91	40	23.4	2Φ16	2Φ16		10	۱۰
	3..71	40	23.4	2Φ16		2Φ16	10	۱۰
	3.80	40	23.4	2Φ16	2Φ16	2Φ16	10	۱۰

Table (4-4): First , Second , Third &Fourth Floors Beams :

Beam No.	Span Length (m)	Beam Dimensions		Reinforcement			Stirrup Φ(mm)	Spacing (cm)
		Beam Length (cm)	Beam Depth (cm)	Positive Steel	Negative Steel (Exterior support)	Negative Steel (Interior support)		
B (1,1)	1.5	40	23.4				10	١٠
	4.4٠	40	23.4	٢Φ16		2Φ16	10	١٠
	2.46	40	23.4	٢Φ16		2Φ16	10	١٠
	4.64	40	23.4	3Φ16	3Φ16	4Φ16	10	١٠
B (1,2)	1.50	60	23.4		3Φ16		10	١٠
	4.40	60	23.4	3Φ16		3Φ16	10	١٠
	2.52	60	23.4	3Φ16		3Φ16	10	١٠
	4.58	60	23.4	5Φ16	5Φ16	7Φ16	10	١٠
B (1,3)	3.81	40	23.4	3Φ16	2Φ16		10	١٠
	3.55	40	23.4	3Φ16	2Φ16	2Φ16	10	١٠
B (1,4)	3.87	40	23.4	2Φ16	2Φ16		10	١٠
	3.72	40	23.4	3Φ16		2Φ16	10	١٠
	3.72	40	23.4	3Φ16	3Φ16	5Φ16	10	١٠
B (1,5)	3.72	30	23.4	2Φ16	2Φ16		10	١٠
	3.72	30	23.4	2Φ16	2Φ16	2Φ16	10	١٠
B (1,6)	3.59	60	23.4	3Φ16	3Φ16		10	١٠
	3.33	60	23.4	3Φ16		3Φ16	10	١٠
	4.58	60	23.4	3Φ16	4Φ16	6Φ16	10	١٠
B (1,7)	3.01	40	23.4	3Φ16	3Φ16		10	١٠
B (1,8)	3.91	40	23.4	2Φ16	2Φ16		10	١٠
	3.71	40	23.4	2Φ16		2Φ16	10	١٠
	1.61	40	23.4	2Φ16		2Φ16	10	١٠

	3.91	40	23.4	2Φ16		2Φ16	10	۱۰
	3.93	40	23.4	2Φ16		2Φ16	10	۱۰
	1.59	40	23.4	2Φ16		2Φ16	10	۱۰
	3.71	40	23.4	2Φ16		2Φ16	10	۱۰
	3.73	40	23.4	2Φ16	2Φ16		10	۱۰
B (1,9)	1.37	60	23.4	3Φ16	3Φ16		10	۱۰
	4.58	60	23.4	5Φ16	5Φ16	5Φ16	10	۱۰
B (1,10)	3.01	40	23.4	3Φ16	3Φ16		10	۱۰
B (1,11)	3.60	60	23.4	3Φ16	4Φ16		10	۱۰
	3.32	60	23.4	3Φ16		4Φ16	10	۱۰
	4.58	60	23.4	5Φ16	5Φ16	8Φ16	10	۱۰
B(1,12)	3.89	60	23.4	4Φ16	4Φ16		10	۱۰
	3.03	60	23.4	3Φ16		6Φ16	10	۱۰
	4.58	60	23.4	5Φ16	6Φ16	8Φ16	10	۱۰
B (1,13)	3.96	40	23.4	۲Φ16	3Φ16		10	۱۰
	2.89	40	23.4	۲Φ16		3Φ16	10	۱۰
	4.65	40	23.4	۳Φ16	۳Φ16	4Φ16	10	۱۰
B (1,14)	3.91	40	23.4	2Φ16	2Φ16		10	۱۰
	3.71	40	23.4	2Φ16		2Φ16	10	۱۰
	3.80	40	23.4	2Φ16	2Φ16	2Φ16	10	۱۰
B (1,15)	5.47	40	23.4	2Φ16	2Φ16	2Φ16	10	۱۰
B (1,16)	5.47	40	23.4	2 Φ16	2 Φ16	2 Φ16	10	۱۰
B (1,17)	3.38	40	23.4	3 Φ16	2 Φ16	4 Φ16	10	۱۰

(4-3)Column Design (C1):



The column is an internal column:

From analyses

The total load = 124.57 ton.

The maximum moment is = +3.79 ton.m.

ton. $\frac{Pu}{\Phi} \equiv \frac{124.57}{0.7} \equiv 178$ Pn req =

$\frac{Mu}{\Phi} \equiv \frac{3.79}{0.7} \equiv 5.41$ Mn req = t.m.

$\frac{Mu}{Pu} \equiv \frac{Mn}{Pn} \equiv \frac{5.41}{178} \equiv 0.03m \equiv 3cm$ The eccentricity =

Assume ρ = 2 % = ρg = (Ast / Ag) .

Let Pb = Pn = 178 t.

$\frac{0.003}{0.003 + .002} d \equiv 0.6d$ Xb =

Pb = Cc + Cs – T

Assume compression steel yield, and symmetrical column As = As'.

$Pb = 0.85 * fc' * b * (1 * Xb)$ β1 = 0.85 for fc' = 30 Mpa.

$178 = 0.85 * 0.30 * b * (0.85 * Xb)$

$178 = 0.217 b * Xb$

assume Xb = 0.8 d

b*d = 1025 cm^2 .

Try Ag = 25 * 40 = 1000 cm^2,and ρ = ρg =0.02 % .

$$Pn = Ag\left[\frac{fc'}{\left(\frac{3}{\P^{2}}\right)\left(\frac{e}{h}\right)+1.18} + \frac{°g * fy}{\left(\frac{2}{¥}\right)\left(\frac{e}{h}\right)+1}\right]$$

$\left(\frac{e}{h}\right) = \left(\frac{3}{40}\right) = 0.075$

d = 40 – 4cm (cover) – 1cm (stirrup) – 0.5*2.0(bar) = 34 cm.

d' = 4cm (cover) + 1cm (stirrup) + 0.50 (2.0) (bars) = 6 cm.

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

$\left(\frac{d}{h}\right) = \left(\frac{34}{40}\right) = 0.85$ ξ=

$\xi^2 = 0.72.$

$$Pn = 1000\left[\frac{0.30}{\left(\frac{3}{0.72}\right)(0.075)+1.18} + \frac{0.02*4}{\left(\frac{2}{0.70}\right)(0.075)+1}\right] \Rightarrow Pn = 267 \text{ ton.}$$

Pn (req) < < Pn (available).

It is more economics to use smaller ρ.

Try minimum ρ = 1%.

$$Pn = 1000\left[\frac{0.30}{\left(\frac{3}{0.72}\right)(0.075)+1.18} + \frac{0.01*4}{\left(\frac{2}{0.70}\right)(0.075)+1}\right] \Rightarrow Pn = 234 \text{ ton.}$$

Pn (req) = 178 ton < Pn(available) =234 ton ok .

Use column with dimension 25 cm * 40 cm .

As req = 0.01 * 25 *40 = 10 cm^2 .

Use #Φ16 = (10 / 2.01) = 4.97 bars

$\Rightarrow$ **Use 6Φ16 bars .**

Check Assumption :

Xb = (0.003/(0.003+0.002) 34.2 = 20.52cm .

$\epsilon s' = \left(\frac{(20.52 - 5.8)}{20.52}\right) * 0.003 = 0.00215 > £y = 0.002$

- Compression steal yield and assumption is correct..

.ab = β1*Xb = 0.85*20.52 = 17.44 cm .

Cc = 0.85* fc' * b*ab = 0.85*0.30*25*17.44 = 111.18 ton .

As =As' = (Ast/2) = (6*2.01 /2) = 6.03 cm^2.

T = As * fy = 6.03 * 4 = 24.12 ton.

Cs = As' (fy – 0.85 fc') = 6.03 (4 – 0.85 * 0.30) = 22.58 ton .

Pb = Cc + Cs – T

Pb = 111.18 + 22.58 – 24.12 = 109.64 ton .

∑M @ centered = 0

+109.64*(eb) – 22.58 (14.2) – 24.12(14.2) -111.18 ((40/2)-(17.44/2)) = 0

eb = (1917.3/109.64) = 17.49 cm.

e(req) = 3cm < eb = 17.49 cm

its clear that the column is compression controlled .

Check slenderness effect:

Determine K:

ΨB = 1 for fixed member .

$$\Psi A = \left(\frac{\left(0.70 \sum \frac{EI}{L} column \right)}{\left(0.35 \sum \frac{EI}{L} \right) beams} \right)$$

$$Ec = \left(\frac{15000\sqrt{300}}{1000} \right) = 259.8 \text{ ton /cm}^2.$$

$$Ig_{(beam)} = \left(\frac{b*(h)^3}{12} \right) = \left(\frac{60*(27)^3}{12} \right) = 98415 \text{ cm}^4.$$

$Es = 2000 \text{ ton/cm}^2$.

$Ise = 2\ (3*2.01)*(14.2)^2 = 2432 \text{ cm}^4$.

$$Ig = \left(\frac{b*(h)^3}{12} \right) = \left(\frac{25*(40)^3}{12} \right) = 133333 \text{ cm}^4.$$

EI larger of

0.2 Ec Ig + Es Is

$0.2 * 259.8 * 133333 + 2000* 2432 = 11791983 \text{ ton.cm}^2$

0.4 Ec Ig

$0.4 * 259.8 * 133333 = 13855965 \text{ ton.cm}^2$ control .

$$\Psi A = \left(\frac{\left(0.70 \sum \frac{EI}{L} column \right)}{\left(0.35 \sum \frac{EI}{L} \right) beams} \right) = \left(\frac{\left(0.70 \left(\frac{13855965}{350} + \frac{13855965}{300} \right) \right)}{\left(0.35 \left(\frac{259.8 \times 98415}{464} + \frac{259.8 \times 98415}{246} \right) \right)} \right) = 1.08.$$

K the smaller of the two following expression:

$K = 0.7 + 0.05\ (\psi A + \psi B) \leq 1.0$ ……ACI .R10.12.1 (A)

$K = 0.85 + 0.05\ \psi \text{ min} \leq 1.0$ ……ACI .R10.12.1 (B)

$K = 0.7 + 0.05\ (1.08 + 1.0) = \underline{0.804}$ control

$K = 0.85 + 0.05\ (1.0) = 0.90$.

Check slenderness effect:

$$\left(\frac{K * Lu}{r} \right) \leq 34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right)$$ ACI……..10.12.2

..... ≤ 40

Lu : Actual unsupported length.

K : effective length factor .

r : radius of gyration = 0.3 h .

$$\left(\frac{0.804*3.5}{0.3*0.4}\right) \le 34 - 12\left(\frac{1.9}{3.79}\right)$$

..... ≤ 40

23.45 ≤ 27.98 control

$$\left(\frac{K*Lu}{r}\right) = 28.78 > 22$$

- ✓ **Slenderness effect must be provided**

$$\delta s = \frac{cm}{1-\frac{Pu}{0.75Pc}}$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{Mns1}{Mns2}\right)$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{1.9}{3.79}\right) = 0.80.$$

$$Pc = \left(\frac{\left(®\right)^2 \times EI}{\left(K \times Lu\right)^2}\right)$$

$$EI = \left(\frac{13855965}{1+\ d}\right) \Rightarrow \quad d = \frac{\text{dead load}}{\text{total load}} = \frac{92.85}{124.57} = 0.745$$

$$EI = \left(\frac{13855965}{1+0.745}\right) = 7940381 \text{ ton. cm}^2.$$

$$Pc = \left(\frac{\left(3.14\right)^2 \times 7940381}{\left(0.804 \times 350\right)^2}\right) = 989.7.$$

$$\delta s = \frac{cm}{1-\frac{Pu}{0.75Pc}} = \frac{0.80}{1-\frac{124.57}{0.75 \times 989.7}} = 0.961 \ge \underline{1.0 \text{ controle}}$$

that mean ther no slenderness effect.
determine minimum eccentricity = 15 + 0.03 h .
= 15 + 0.03*300 = 24 mm .< e =30 mm

Use column with dimension 25 cm * 40 cm .
As req = 0.01 * 25 *40 = 10 cm^2 .
Use #Φ16 = (10 / 2.01) = 4.98 bars
.ρ = 6*2.01/1000 = 0.012

Use 6Φ16 bars .

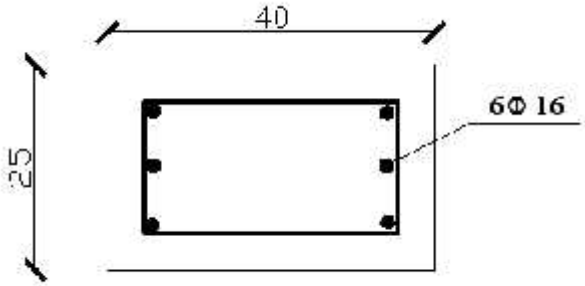


Figure (4-7):Inter action diagram.

Draw inter action diagram:

$P\circ = Ag(0.85 \times fc' \times + °g(fy - 085 \times fc'))$

$P\circ = 1000(0.85 \times 0.30 \times +0.012(4 - 0.85 \times 0.30')) = 299.9ton.$

$Pn(\max) = 0.8 \times P\circ = 0.8 \times 299.94 = 240ton$ > Pn (req) = 178 ton. **ok**

$\frac{0.003}{0.003 + .002} 34.2 \equiv 20.52cm$ Xb =

a = 0.85 * 20.52 = 17.44cm.
Cc = 0.85*0.30*25*17.44 = 111.18ton .
As =As'=Ast/2 = 12.06/2 = 6.03 cm^2
T = As *fy = 6.03 *4 = 24.12 ton.
ϵs'=.> $0.002 \frac{20.52 - 5.8}{20.52} 0.003 \equiv 0.0215$
Compression steel yield.
Cs = As' (fy – 0.85 fc') = 6.03 (4 – 0.85*0.30) = 22.58 ton.
∑M at center = 0
Pb = Cc + Cs – T
Pb = 111.18 + 22.58 – 24.12 = 109.64 ton .
∑M @ centered = 0
+109.64*(eb) – 22.58 (14.2) – 24.12(14.2) -111.18 ((40/2)-(17.44/2)) = 0
eb = (1917.3/109.64) = 17.49 cm.
e(req) = 3cm < eb = 17.49 cm
its clear that the column is compression controlled .
Mp = Pb *eb = 109.64* 0.1749 = 19.18 t.m .
Mo = Cc (d – a/2) + Cs (d – d') .
T = Cc + Cs
$[\left(\frac{X - 5.8}{X}\right) * (0.003 * 2000) - (0.85 * 0.30)\ ] * 6.03\ 24.12$ = (0.85)(0.3)(25)(0.85X)+
X = 5.32 cm < d'.

We neglected the force from the steel because the steal work in tension .
T = Cc
24.12 = 0.85*0.30*30*.085*X
X = 4.45 cm .
Cc = 24.12 t
Mo = Cc (d-a/2) = 24.12 (34.20-0.85*4.45/2)(1/100) = 7.79 t.m.

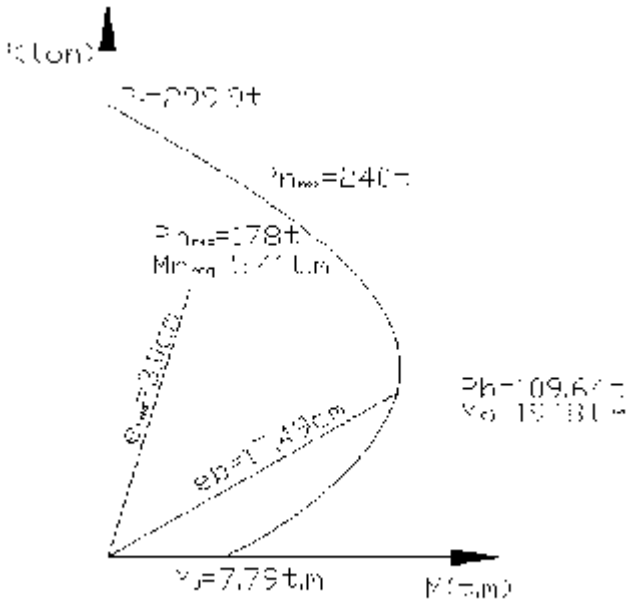


Figure (4-8):Inter action diagram.

Selected ties:

- (48) Tie – bar diameter = 48 (1.0) = 48 cm .
- (16) Longitudinal – bar diameter = 16 (1.6) = 25.6 cm.
- least column dimension = 25 cm ……..**control .**

Use 1Φ10 at 25 cm c/c spacing.

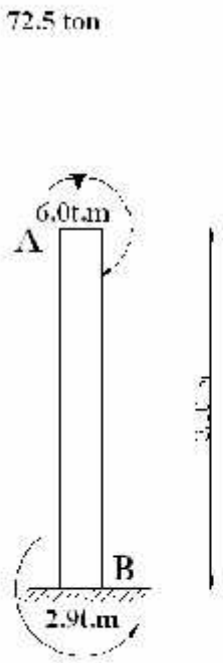
(4-4)Column Design (C2):

The column is an external column:

From analyses

The total load = 72.5 ton.

The maximum moment is = -6.0 ton.m.



ton. $\frac{Pu}{\Phi} \equiv \frac{72.5}{0.7} \equiv 104$ Pn req =

$\frac{Mu}{\Phi} \equiv \frac{6.0}{0.7} \equiv 8.57$ Mn req = t.m.

$\frac{Mu}{Pu} \equiv \frac{Mn}{Pn} \equiv \frac{8.57}{104} \equiv 0.0824m \equiv 8.24cm$ The eccentricity =

Assume ρ =1 % = ρg = (Ast / Ag) .

Let Pb = Pn = 104 t.

$\frac{0.003}{0.003 + .002} d \equiv 0.6d$ Xb =

Pb = Cc + Cs – T

Assume compression steel yield, and symmetrical column As = As'.

$Pb = 0.85 * fc' * b * (1 * Xb)$ β1 = 0.85 for fc' = 30 Mpa.

$104 = 0.85 * 0.30 * b * (0.85 * Xb)$

$104 = 0.217 b * Xb$ Assume b = 0.8 xb

b*d = 599 cm^2 .

Try Ag = 20 * 40 = 800 cm^2,and ρ = ρg =0.01 % .

$$Pn = Ag\left[\frac{fc'}{\left(\frac{3}{\P^{2}}\right)\left(\frac{e}{h}\right)+1.18} + \frac{°g * fy}{\left(\frac{2}{¥}\right)\left(\frac{e}{h}\right)+1}\right]$$

$\left(\frac{e}{h}\right) = \left(\frac{8.24}{40}\right) = 0.206$

d = 40 – 4cm (cover) – 1cm (stirrup) – 0.5*2.0(bar) = 34 cm.

d' = 4cm (cover) + 1cm (stirrup) + 0.50 (2.0) (bars) = 6 cm.

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

$\left(\frac{d}{h}\right) = \left(\frac{34}{40}\right) = 0.85$ ξ=

$ξ^2 = 0.723$.

$$Pn = 800\left[\frac{0.30}{\left(\frac{3}{0.723}\right)(0.206)+1.18}+\frac{0.01*4}{\left(\frac{2}{0.7}\right)(0.206)+1}\right] \Rightarrow Pn = 138\ \text{cm}^2.$$

Pn (req) = 104 < Pn (available) = 138 ton ok.

Use column with dimension 20 cm * 40 cm .
As req = 0.01 * 20 *40 = 8 cm^2 .
Use #Φ16 = (8 / 2.01) = 3.98 bars

$\Rightarrow$ **Use 4Φ16 bars .**

Check assumption :

Xb = (0.003/(0.003+0.002) 34.2 = 20.52cm .

$$\epsilon s' = \left(\frac{(20.52 - 5.8)}{20.52}\right) * 0.003 = 0.00215 < £y = 0.002$$

- Compression steal yield assumption is correct..

.ab = β1*Xb = 0.85*20.52 = 17.44 cm .
Cc = 0.85* fc' * b*ab = 0.85*0.30*20*17.44 = 88.94 ton .
As =As' = (Ast/2) = (4*2.01 /2) = 4.02 cm^2.
T = As * fy = 4.02 * 4 = 16.08 ton.
Cs = As' (fy – 0.85 fc') = 4.02 (4 – 0.85 * 0.30) = 15.05 ton .

Pb = Cc + Cs – T
Pb = 88.94 + 15.05 – 16.08 = 87.91 ton .
∑M @ centered = 0
+87.91*(eb) – 15.05 (14.20) – 16.08(14.20) -88.94(11.28) = 0
eb = (1445.3/87.91) = 16.44 cm.
e(req) = 8.24cm < eb = 16.44 cm
its clear that the column is compression controlled .

Check slenderness effect:

Determine K:
ΨB = 1 for fixed member .

$$\Psi A = \left(\frac{\left(0.70\sum\frac{EI}{L}column\right)}{\left(0.35\sum\frac{EI}{L}\right)beams}\right)$$

Ec = $\left(\frac{15000\sqrt{300}}{1000}\right)$ = 259.8 ton /cm^2.

Ig $_{(beam)}$ = $\left(\frac{b*(\ h\ )^3}{12}\right)$ = $\left(\frac{60*(\ 27\ )^3}{12}\right)$ = 98415 cm^4.

Es = 2000 ton/cm^2.

Ise = 2 (2*2.01)*(14.20)^2 = 1621 cm^4.

Ig = $\left(\frac{b*(\ h\ )^3}{12}\right)$ = $\left(\frac{20*(\ 40\ )^3}{12}\right)$ = 106667cm^4.

EI larger of

0.2 Ec Ig + Es Is

0.2 * 259.8 * 106667 + 2000* 1621 = 8784400 ton.cm^2_.

0.4 Ec Ig

0.4 * 259.8 * 106667 = 11084834 ton.cm^2 control.

ΨA = $\left(\frac{\left(0.70\sum\frac{EI}{L}column\right)}{\left(0.35\sum\frac{EI}{L}\right)beams}\right)$ = $\left(\frac{\left(0.70\left(\frac{11084834}{350}+\frac{11084834}{300}\right)\right)}{\left(0.35\left(\frac{259.8\times 98415}{464}\right)\right)}\right)$ = 2.91

K the smaller of the two following expression:

K = 0.7 + 0.05 (ψA + ψB) ≤ 1.0 ……ACI .R10.12.1 (A)

K = 0.85 + 0.05 ψ min ≤ 1.0 ……ACI .R10.12.1 (B)

K = 0.7 + 0.05 (2.91 + 1.0) = 0.90

K = 0.85 + 0.05 (1.0) = 0.90 control.

K= 0.90 .

Check slenderness effect:

$\left(\frac{K*Lu}{r}\right) \le 34-12\left(\frac{M1}{M2}\right)$ ACI……..10.12.2

..... ≤ 40

Lu : Actual unsupported length.

K : effective length factor .

r : radius of gyration = 0.3 h .

$\left(\frac{0.9*3.5}{0.3*0.4}\right) \le 34-12\left(\frac{2.9}{6}\right)$

..... ≤ 40

26.25 ≤ 28.20 control.

$$\left(\frac{K * Lu}{r}\right) = 28.2 > 22$$

✓ **Slenderness effect must be provided**

$$\delta s = \frac{cm}{1 - \frac{Pu}{0.75Pc}}$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{Mns1}{Mns2}\right)$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{2.9}{6.0}\right) = 0.79.$$

$$Pc = \left(\frac{\left(®\right)^2 \times EI}{\left(K \times Lu\right)^2}\right)$$

$$EI = \left(\frac{11084834}{1 + d}\right) \Rightarrow \quad d = \frac{\text{dead load}}{\text{total load}} = \frac{54.31}{72.5} = 0.75$$

$$EI = \left(\frac{11084834}{1 + 0.75}\right) = 6334191 \text{ ton. cm}^2.$$

$$Pc = \left(\frac{\left(3.14\right)^2 \times 6334191}{\left(0.90 \times 350\right)^2}\right) = 630.$$

$$\delta s = \frac{cm}{1 - \frac{Pu}{0.75Pc}} = \frac{0.79}{1 - \frac{72.5}{0.75 \times 630}} = 0.93 \leq \underline{1.0 \text{ control.}}$$

That main no effective length factor applied.

determine minimum eccentricity = 15 + 0.03 h .

= 15 + 0.03*300 = 24 mm .< e =82.40 mm .

Use ρmin = 0.01

Use column with dimension 20 cm * 40 cm .

As req = 0.01 * 20 *40 = 8 cm^2 .

Use #Φ14 = (8 / 2.01) = 3.98 bars

$\Rightarrow$ **Use 4Φ16 bars .**

Draw inter action diagram:

$P\circ = Ag(0.85\times fc' + °g(fy - 085\times fc'))$

$P\circ = 800(0.85\times 0.30 + 0.01005(4 - 0.85\times 0.30)) = 234 ton.$

$Pn(\max) = 0.8\times P\circ = 0.8\times 234 = 187 ton$ > Pn (req) = 104 ton. **ok**

$\frac{0.003}{0.003 + .002} 34.2 \equiv 20.52 cm$ Xb =

a = 0.85 * 20.52 = 17.44cm.
Cc = 0.85*0.30*17.44*20 = 88.94 ton .
As =As' =Ast/2 = 8.04/2 = 4.02 cm^2
T = As *fy = 4.02 *4 = 16.08 ton.
$\epsilon s' =.> 0.002 \frac{20.52 - 5.8}{20.52} 0.003 \equiv 0.00215$
Compression steel yield assumption is correct.
Cs = As' (fy – 0.85 fc') = 4.02 (4 – 0.85*0.30) = 15.05 ton.
Pb = Cc + Cs - T.
= 88.94 +15.05 – 16.08 = 87.91 ton.
∑M at center = 0
87.91 *(eb) – 15.05 (14.2) – 16.08 (14.2) – 88.94(11.28) = 0
eb = 16.44 cm.
Mp = Pb *eb = 88.94 * 0.1644 = 14.62 t.m .
Mo = Cc (d – a/2) + Cs (d – d') .
T = Cc + Cs
$\left[\left(\frac{X - 5.7}{X} \right) * (0.003 * 2000) - (0.85 * 0.30) \right] * 4.02$ 16.08 = (0.85)(0.3)(20)(0.85X)+
X = 4.93 cm < d'.
We neglected the force from the compression steel because the steal work in tension .

T = Cc
16.08 = 0.85*0.30*20*0.85*X
X = 3.71 cm .
Cc = 16.08 t
Mo = Cc (d-a/2) = 16.08 (34.20- 0.85*3.71/2)(1/100) = 5.25 t.m.

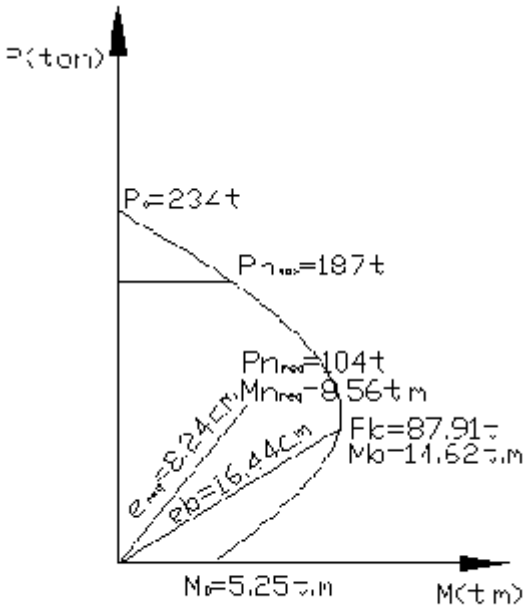


Figure (4-9):Inter action diagram.

Selected ties:

- (48) Tie – bar diameter = 48 (1.0) = 48 cm .
- (16) Longitudinal – bar diameter = 16 (1.4) = 22.4 cm.
- least column dimension = 20 cm ……**control .**

Use 1Φ10 at 20 cm c/c spacing.

Table (4-5):Columns Tables :

Column no.	b(cm)	h(cm)	no. of bars	ties	spacing
C1	25	40	6Φ16	1Φ10	25
C2	20	40	4Φ16	1Φ10	20
C3	55	20	8Φ14	1Φ10	20
C4	20	25	4Φ14	1Φ10	20

4.5 Design of footing :

Footing (F5)

4.5.1 Footing Area:

Estimate the allowable soil presser is 350 KN/ m² ,and the overburden soil is 1.50m.

Dead load =607.07 KN .
Live load = 129.32 KN .
Total load =736.39 KN.

Dead load factored =1.4 * 607.07 = 849.90 KN.
Live load factored = 1.7 * 129.32 = 219.84 KN.
Total load factored =1069.74 KN.

Column= 40 cm x 25 cm

Estimate footing to be about 40 cm thick, in addition to about (10 cm) of blinding concrete .

Allowable soil pressure = 350 KN/m²

Assume footing depth 1.50 m and footing thickness 0.50m

0.5 * 25 =12.5 KN/ m².

1.50 * 1 8= 27 KN/m².

Net soil pressure =350 KN/m² -12.5 KN/m²-27 KN/m² =310.5 KN/m².

Area (A) = Total Weight / Soil Pressure

= 736.39 KN / 310.5 kN/m²

= 2.37 m^2

Use: L = 1.55 m, W = 1.55 m, A = 2.40 m^2

4.5.2 Determine depth based on shear strength:

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\, b * d \;=\; 0.85 \times \frac{1}{6}\sqrt{30} \times (155) \times (d) \times (10) = 1202.71\ \text{d}\ .$$

$$P_{net} = \frac{P_u}{Area} = \frac{1069.74}{2.40} = 445.73 KN/m^2$$

Vu = (Pnet) (one way shear area)

= (4.4573 kg/ m^2)(155)(65 - d) = 44907.30 –690.88d.

$\Phi V_c = V_u$ 44907.30 –690.88d. = 1202.71 d

= (1893.59) d = 44907.30.

d = 23.72 cm

Total depth of footing = 23.72+ 8+1.6 = 33.32 cm.

Select .. h= 35 cm so d = 25.4 cm

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

Determine Vu for punching shear**:**

$$Vu = P_{net} \times \left(Area - (a+d)(b+d)\right)\ .$$

= 4.4573 [(155*155)-(25+25.4)(40+25.4)] *(10/1000)= 1040 KN

The punching shear strength is the smallest of:

$$V_c = \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{\ _c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d \qquad = 0.375\sqrt{f_c'}\, b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o / d} + 2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d \;=\; 0.53\sqrt{f_c'}\, b_o d$$

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

Where:

$_c$ = a / b = 40 / 25 =1.60 .

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

= 2{(25.4+40)+(25.4+25)} =231.60 cm

$\sim_s$ = 40…….. For interior column

$$\Phi Vc = 0.85 * 0.33\sqrt{30}(231.60)(25.4)\left(\frac{100}{1000}\right) = 903.81KN.$$

$\Phi Vc > Vu$ ΦVc = 903.81 KN < Vu 1040 KN not ok

determined d depend on two way shear

ΦVc = Vu

$$0.85 * 0.33 * \sqrt{30} \times (d)(2)(40 + 25 + 2d)\frac{1}{100} = 4.4573[\ (155 \times 155) - (40 + d)(25 + d)\ ] \times \left(\frac{1}{1000}\right)$$

$d^2 + 34.70d - 1557.35 = 0.00 \Rightarrow d = 25.76$ cm

H = 25.76+8 cm+1.6 = 35.36 cm

Use: H = 40 cm and so d = 40 – 8 -1.6 +1.6/2 = 29.60 cm.

4.5.4 Check transfer of load at base of column:

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

$\Phi Pn = 0.7(0.85)(0.30)(40 \times 30) = 2412KN$.

since $\Phi Pn > Pu$, the area of dowels is controlled by minimum reinforcement .

min dowels = ° min *Ag =0.005*25*40 = 5 cm^2 .

No of bars Φ14 is 4 Φ14.

Determine Ld

Category A item 2 ……..ACI (12.3.2).

$$\text{Ld} = \left(\frac{fy}{4\sqrt{f'c}} \sim \times \quad \times ¥ \times db\right) = \left(\frac{400}{4\sqrt{30}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.4\right) = 25.56 \text{ cm.}$$

Available Ld = 40-8-(1.6+1.6/2) = 29.60cm >25.56cm OK .

4.5.5 Design for Bending Moment:

The critical section of moment is at the face of column and the large value is at face of 25 cm since the column is not square

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

$$= \left(4.4573 \times 155 \times \left(\frac{155}{2} - \frac{25}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{155}{2} - \frac{25}{2} \right) \times \left(\frac{1}{10000} \right) = 145.95.KN..m$$

Mn = $\frac{Mu}{\Phi} = \frac{145.95}{0.9} = 162.17 KN.m$

Rn = $\frac{Mn}{bd^2} = \frac{162.17 \times 10^4}{155 \times 29.60^2}$ = $11.94\, Kg / cm^2$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right)$ = $\rho = \frac{1}{15.7}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 11.94}{4000}}\right)$

ρ = 0.00306 > ρ_{min} = 0.002

Req. A_s = 0.00306 (155) (29.6) = 14.04cm^2. [2]

No of bars Φ 12 is =14.04/1.13 = 12.42 .

Use: 13 Φ 12 in each way As =14.69 cm^2.

4.5.6 Development Length (L_d):

Category A item 2 ……..ACI (12.3.2).

Ld for Φ 12:

Ld = $\left(\frac{fy}{2\sqrt{f'c}} \sim \times \quad \times ¥ \times db \right) = \left(\frac{400}{2\sqrt{30}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 \right)$ = 43.82 cm.

Available embedment = (155 – 40)/2 - 8 = 49.5cm > 43.82 cm ∴ **OK**

4.6 Design of strip footing :

Dead load = (height) * (thickness of wall)*(1m wide)* (γc)

=16.5*0.25*25

=103.13 KN/m .

Total live load = (live load for one meter run) (no. of floors)

= (3.9) * (5)= 19.5 kN .

Total load = 122.63KN/m.

Total load factored =1.4* 103.13 +1.7 *19.5=177.53 KN/m .

4.6.1 determine the footing width :

Allowable soil pressure = 350 KN/m²

Assume footing depth is 1.50m and footing thickness is 0.25 m.

0.25 * 25 =6.25 KN/ m².

1.50 * 18 = 27 KN/m².

Net soil presser = 350 KN/m² -6.25 KN/m²-27 KN/m² =316.75 KN/m².

Width of footing == $\frac{122.63}{316.75}$ *100 = 38.71 cm

So select 40 cm width strip footing .

Determined of the contact pressure :

$$P_{net} = \frac{P_u}{Area} = \frac{177.53}{0.4*1} = 443.83 kN/m^2$$

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\, b_w d = 0.85 \times \frac{1}{6}\sqrt{30} \times (100) \times \frac{10}{1000}(100d) = 77.59d$$

Vu = (Pnet) (($\frac{w - bw}{2}$) – d)

= 44.38* (($\frac{0.4 - 0.25}{2}$) – d) =44.38 (0.075 - d)

Vu = ΦVc

44.38 (0.075 - d) = 77.59d

d = 2.72 cm .. Thin h = (2.72 +8(cover) + 0.5 +1) = 12.22 cm so select h = 25 cm

d =25-8-.5-1 =15.50 cm .

4.6.2 determine reinforcement for moment strength :

$$Mu = (Pnet)\left(\frac{w-bw}{2}\right)\left(\frac{w-bw}{4}\right)$$

$$= 443.83 * 0.075 * 0.0375 = 1.25 \text{ kN.m} .$$

$$Mu = 1.25 \text{ kN .m}$$

$$Mn = \frac{Mu_{rec}}{\Phi} = \frac{1.25}{0.9} = 1.39 \text{ kN .m}$$

$$\rho_{max} = 0.0244$$

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

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$Rn = \frac{1.39 \times 10^4}{40 * (15.5)^2} = 1.45$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{15.7}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(15.7)(1.45)}{4000}}\right) = 0.00036 \leq \rho_{min} = 0.002 .$$

$$A_{req} = \rho * b * d = 0.002 * 100 * 15.50 = 3.10 \text{ cm}^2$$

$$\#\text{ Of bar} = \frac{3.10}{0.79} = 3.92 \text{ bar /m} .$$

Spacing of bars = 100/3.92 =25.48 cm

Use 1Φ10 at 25 cm.

4.6.3 design of longitudinal bars :

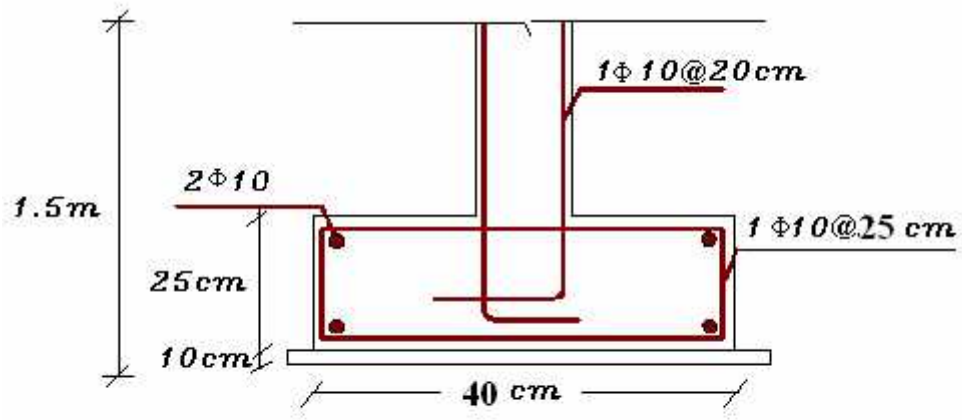
$$As = \rho * b * h$$

$$= 0.002 * 40 * 25$$

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

No of Φ10 = 2/.79 =2.53 bars.

select 4Φ10 ……..(2) down and (2) up .



Figure(4-10):strip footing shape.

4.6.4 design of dowels bars :

As min (req) = 0.0015 * 100 * 25 = 3.75 cm ^{2} .

# of Φ 10 = 3.75/0.79 = 4.75 bar /m

Use 1Φ 10 at 20 cm .

Ld = $\left(\frac{fy}{4\sqrt{f'c}} \sim \times \quad \times ¥ \times db \right) = \left(\frac{400}{4\sqrt{30}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 0.8 \right) = 14.60.\text{cm}.$

Ld available = 25 -8 -1.5 =15.50 cm > 14.60 cm ok .

4.7 Design of combined footing (CF2) :

4.7.1 Determine length of footing :

X from property line = ((474.8*0.2)+ (٨٤٠.٨ * ٤.٧٨))/ (١٣١٥.٦) **ACI …….15.2.2**
X = 3.127m.
Length of footing = 2*3.127 = 6.254 m
Use L = 6.25 m.

4.7.2 Determine width of footing :

Allowable soil pressure = 350 KN/m²

Assumed footing depth 1.50 m and footing thickness is 0.50 m .

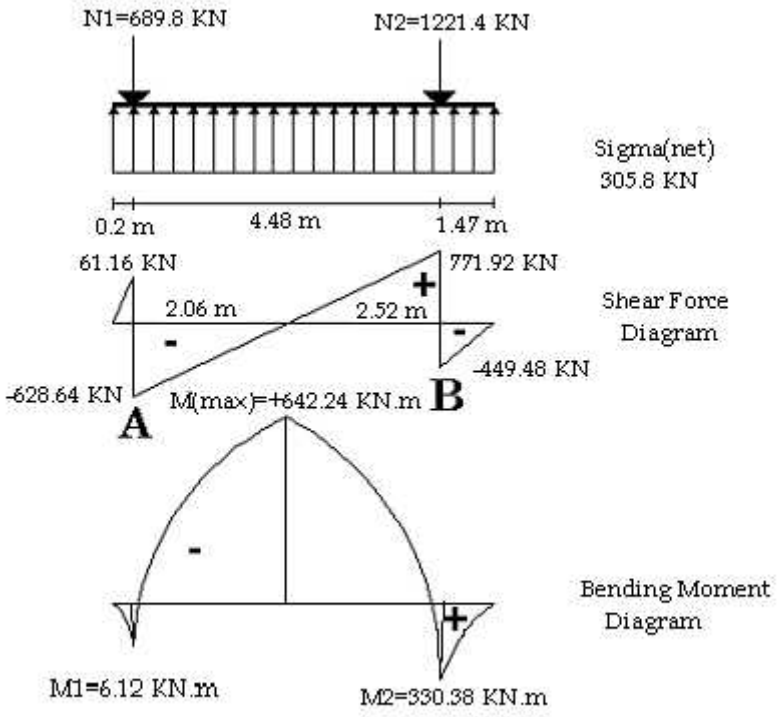
0.5 * 25 =12.5 KN/ m².

1.50 * 1.8 = 27 KN/m².

Net soil presser = 350 KN/m² -12.5 KN/m²-27 KN/m² =310.5 KN/m².

Footing width = (474.8+840.8) / (310.5*6.25) = 0.68 m
Use width = 70 cm .

4.7.3 Determine depth based one way shear strength:



Figure(4-11):Combined footing shape

Net soil under factored load = (689.80+1221.40)/(0.70*6.25) = 436.85 KN/m^2
Net upward uniform pressure = (0.70*436.85) = 305.80 KN/m^2
Vu = 771.92 – (0.2 + d)(305.80) = 710.76 – 305.80 d .

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\, b * d \;=\; 0.85 \times \frac{1}{6}\sqrt{30} \times (70) \times (d) \times (10) = 543.16\ d\ .$$

Vu = ΦVc
710.76 – 305.80 d = 543.16 d
.d = 0.84 m .
H = 84 + 8 + 2*1.6 = 95.20 cm
Use h = 100 cm .
Its not economy to use these deep of footing .

4.7.4 Determine the depth of footing based of moment strength:

= 0.0244 ° = 0.75 ° *b* Max
Use ρ = 0.5 ρ max = **0.0122**

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

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

Rn = 0.0122×400 (1 – 0.5 *0.0122* 15.7) = 4.413Mpa .

$$\sqrt{\frac{642.24E6}{0.9 * 4.413 * 700}} = \sqrt{\frac{Mu}{¤Rn \times b}}$$ required d =

D = 480.6 mm = 48.1cm .
total h = 48.1 +8+1.6 = 57.66 cm
use total **h = 60 cm**
d = 60 -8 -1.6 = 50.4cm.

4.7.5 Main longitudinal reinforcement at middle of span :

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

$$R_n = \frac{M_n}{¤bd^2} = \frac{642.24 \times 10^6}{0.9 \times 700 \times 504^2} = 4.01 Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{15.7}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 4.01}{400}}\right) = 0.011$$

As req = 0.011*70*50.4 = 38.80cm^2 .

No . of Φ18 bars = 15.27 bars

$\Rightarrow$ **Use 16 Φ 18**

4.7.6 There no are longitudinal reinforcement at face of column A.

4.7.7 Main longitudinal reinforcement at at face of column B.

Mu =(0.50)(1.27)(305.80)(1.27) =246.61 KN.m

$$R_n = \frac{M_n}{¤bd^2} = \frac{246.61\times10^6}{0.9\times700\times504^2} = 1.54Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{15.7}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times15.7\times1.54}{400}}\right) = 0.004$$

As req = 0.004*70*50.4 = 14.11cm^2 .

No . of Φ18 bars = 14.11/2.54=5.56 bars

$\Rightarrow$ **Use 6 Φ 18**

4.7.8 Shear reinforcement:

The usual approach is to consider the footing as abeam 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 .

4.7.9 Design of shear reinforcement at left of column B .

Vu = 556.30 KN at critical section (at distance d from face of column B).

ΦVs min = 0.33Mp*b*d =0.33 *70*50.4*(100/1000) = 116.42 KN.

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\, b*d \;=\; 0.85\times\frac{1}{6}\sqrt{30}\times(70)\times(50.4)\times(\frac{100}{1000}) = 273.75KN \quad .$$

ΦVs min + ΦVc < Vu < ΦVc + $\Phi V_c + \Phi\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b*d$ category 4 .

ΦVs = Vu – ΦVc
ΦVs = 556.30 – 273.75 = 282.55 KN.

Use 2Φ 12 stirrups.

$$S = \frac{¤ \times Av \times fy \times d}{¤Vs} = \frac{0.85\times 4(1.13)\times 40\times 50.4}{282.55} = 27.41cm$$

Select S = d/2 = 50.4/2 =25.2 cm
ΦVn = ΦVs + ΦVc = 309.92 + 273.75 =583.57 KN > Vu = 556.30 KN. OK
Use 2Φ 12 stirrups at 25 cm c/c spacing at distance 1.4m from face of column B .

4.7.10 Design of shear reinforcement at left of column A .

Vu = 413.80 KN at critical section (at distance d from face of column A).
ΦVs min = 0.33Mp*b*d =0.33 *70*50.4*(100/1000) = 116.42 KN.

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\, b*d \;=\; 0.85\times\frac{1}{6}\sqrt{30}\times(70)\times(50.4)\times(\frac{100}{1000}) = 273.75KN \quad .$$

ΦVs min + ΦVc < Vu < ΦVc + $\Phi V_c + \Phi\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b*d$ category 4 .

ΦVs = Vu – ΦVc
ΦVs = 413.80 – 273.75 = 140.05 KN.
Use 2Φ 12 stirrups.

$$S = \frac{¤ \times Av \times fy \times d}{¤Vs} = \frac{0.85\times 4(1.13)\times 40\times 50.4}{140.05} = 55.30cm$$

Select S = d/2 = 50.4/2 =25.2 cm
ΦVn = ΦVs + ΦVc = 309.92 + 273.75 =583.57 KN > Vu = 413.80 KN. OK
Use 2Φ 12 stirrups at 25 cm c/c spacing at distance 1 m from face of column B .

4.7.11 Check shear strength based on tow-way action.

Check punching shear under column A
. Vu = 689.80 - 436.85 ((0.4+.504)*(0.20+0.504)) = 411.78 KN.
The punching shear strength is the smallest of:

$$V_c = \frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\ _c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d \qquad = 0.333\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d \quad = 0.56\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

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

Where:

$_c$ = a / b = 40 / 20 =2.0 .

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

= 2{(50.4+40)+(50.4+20)} =321.60 cm

$\sim_s$ = 30 For edge column

$$\Phi Vc = 0.85 \times 0.33\sqrt{30}(321.60)(50.4)\left(\frac{100}{1000}\right) = 2490.23KN.$$

$\Phi Vc > Vu$ 22490.23 KN > 411.78KN ….. **OK**

Check punching shear under column B.
Vu = 1221.14 - 436.85 ((0.4+.504)*(0.25+0.504)) = 923.37 KN.

The punching shear strength is the smallest of:

$$V_c = \frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\ _c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d \qquad = 0.5\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d \quad = 0.55\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

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

Where:

$_c$ = a / b = 40 / 25 =1.60 .

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

= 2{(50.4+40)+(50.4+25)} =331.60 cm

~ $_s$ = 40 For interior column

$$\Phi Vc = 0.85 \times 0.33\sqrt{30}(331.60)(50.4)\left(\frac{100}{1000}\right) = 2567.70 KN.$$

$\Phi Vc > Vu$ 2567.70 KN > 903.631KN …… **OK**

Table(4-6):Footing Table:

Name	Pu (KN)	Length (cm)	Width (m)	Depth (cm)	As length	As width
F1	595.6	115	115	25	7Φ12	7Φ12
F2	586.2	115	115	25	7Φ12	7Φ12
F3	354.2	90	90	25	4Φ12	4Φ12
F4	570.5	110	110	25	7Φ12	7Φ12
F5	1069.74	155	155	40	13Φ12	13Φ12
F6	728.05	130	130	30	10Φ12	10Φ12
F7	806.57	135	135	30	11Φ12	11Φ12
F8	1168.09	160	160	40	14Φ12	14Φ12
F9	714.57	125	125	30	10Φ12	10Φ12
F10	412.61	100	100	25	6Φ12	6Φ12
F11	430.9	100	100	25	6Φ12	6Φ12
F12	313.12	90	90	25	4Φ12	4Φ12

combine Footing No	Length (m)	Width(m)	Depth (m)	Steel middle span	Steel under column	Stirrup (mm)	spacing (cm)
CF1	6.1	0.4	0.6	10Φ18	4Φ18	1Φ12	20
CF2	6.25	0.7	0.6	16Φ18	6Φ18	2Φ12	25
CF3	6.1	0.7	0.6	13Φ18	10Φ18	2Φ12	20
CF4	3.35	0.3	0.6	3Φ18	*********	*********	********
CF5	5.3	0.6	0.6	17Φ18	5Φ18	2Φ10	25
CF6	3.35	0.3	0.6	3Φ18	*******	******	*******
CF7	6.95	0.55	0.6	9Φ18	12Φ18	2Φ12	20
CF8	6.3	0.7	0.6	17Φ18	6Φ18	2Φ12	20
CF9	6.1	0.45	0.6	12Φ18	4Φ18	2Φ10	25

Table(4-6):Footing Table:

Name	Pu (KN)	Length (cm)	Width (m)	Depth (cm)	As length	As width
F1	595.6	115	115	25	7Φ12	7Φ12
F2	586.2	115	115	25	7Φ12	7Φ12
F3	354.2	90	90	25	4Φ12	4Φ12
F4	570.5	110	110	25	7Φ12	7Φ12
F5	1069.74	155	155	40	13Φ12	13Φ12
F6	728.05	130	130	30	10Φ12	10Φ12
F7	806.57	135	135	30	11Φ12	11Φ12
F8	1168.09	160	160	40	14Φ12	14Φ12
F9	714.57	125	125	30	10Φ12	10Φ12
F10	412.61	100	100	25	6Φ12	6Φ12
F11	430.9	100	100	25	6Φ12	6Φ12
F12	313.12	٩٠	٩٠	25	4Φ12	4Φ12

combine Footing No	Length (m)	Width(m)	Depth (m)	Steel middle span	Steel under column	Stirrup (mm)	spacing (cm)
CF1	6.1	0.4	0.6	10Φ18	4Φ18	1Φ12	20
CF2	6.25	0.7	0.6	16Φ18	6Φ18	2Φ12	25
CF3	6.1	0.7	0.6	13Φ18	10Φ18	2Φ12	20
CF4	3.35	0.3	0.6	3Φ18	*********	*********	********
CF5	5.3	0.6	0.6	17Φ18	5Φ18	2Φ10	25
CF6	3.35	0.3	0.6	3Φ18	*******	******	*******
CF7	6.95	0.55	0.6	9Φ18	12Φ18	2Φ12	20
CF8	6.3	0.7	0.6	17Φ18	6Φ18	2Φ12	20
CF9	6.1	0.45	0.6	12Φ18	4Φ18	2Φ10	25

(4. 10) Retaining Wall Design :

(4.10.1) Wall design :(Soil behind the wall)

1- Loads Calculation :

γ_{soil} = 1.8 ton /m^3 (Unit weight of soil)

Φ = 30° (For granulated fill)

H= 3.37 m (Height of retaining wall)

Ka= (1-sin30) /(1+sin30)

Ka= 0.33

σv = γ * H= 1.8 *3.37 = 6.07 ton/m^2

σh= σv * Ka = 6.07 *0.33 = 2.0 ton/m^2

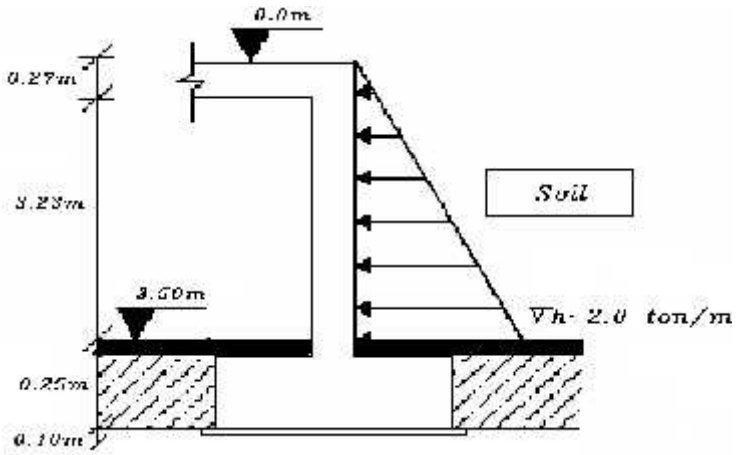


Figure (4-16): Retaining wall shape.

2- Determine thickness of retaining wall :

Try ρ= 0.5 *ρmax = 0.0122

Use ρ= 0.01

m = 15.7

Mu = 1.53 ton.m

Mn =1.70 ton.m

Rn= ρ Fy(1-0.5 ρ m) = 3.69 MPa

$$dreq = \sqrt{\frac{Mu}{Rn \cdot b}}$$

$$dreq = \sqrt{\frac{1.7 * 10 KN.m}{3.69 * 1000 * 1m}} = 0.5cm.$$

Use h =25 cm

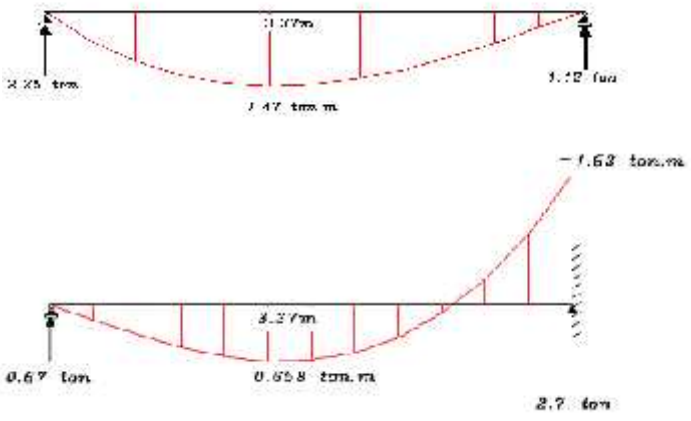


Figure (4-17): Retaining wall moment.

3- Determine steel area (As) :

- **Design For positive moment :**

If use Φ 20

d= 25-(2-7cover) =16 cm

Mu = 1.47 ton.m

Mn =1.63 ton.m

$$R_n = \frac{Mu}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{16.3 * 10^6}{1000 * 160^2} = 0.64 MPa.$$

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

$$\circ = \frac{1}{15.7}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 15.7 * 0.64}{400}}\right) = 0.0016$$

ρmin =0.0035 > ρreq= 0.0016

Select ° min = 0.0035

Required As= 0.0035 *100 *16 = 5.60 cm^2 /m

$\Rightarrow$ **Use 1Ø12@20 cm**

As $_{(provided)}$ = (100/20)*1.13 = 5.65 cm^2.

- **Design For negative moment :**

Mu = 1.53 ton.m

Mn= 1.70 ton .m

$$R_n = \frac{Mu}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{17 * 10^6}{1000 * 160^2} = 0.66 MPa.$$

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

$$\rho = \frac{1}{15.7}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*15.7*0.66}{400}}\right) = 0.0019$$

ρmin =0.0035 > ρreq= 0.0019

Select ° min = 0.0035

Required As= 0.0035 *100 *16 = 5.60 cm^2 /m

⇒ **Use 1Ø12@20 cm**

As $_{(provided)}$ = (100/20)*1.13 = 5.65 cm^2 /m

- **In the other direction (Horizontal)provide shrinkage and temperature reinforcement**

ρ = 0.002

As = ρ* b*H

As = 0.002*100*25 = 5 cm^2 /m

⇒ **Use 1Ø10 @15 cm**

As $_{(provided)}$ = (100/15)*0.78 = 5.23 cm^2 /m (in two layers)

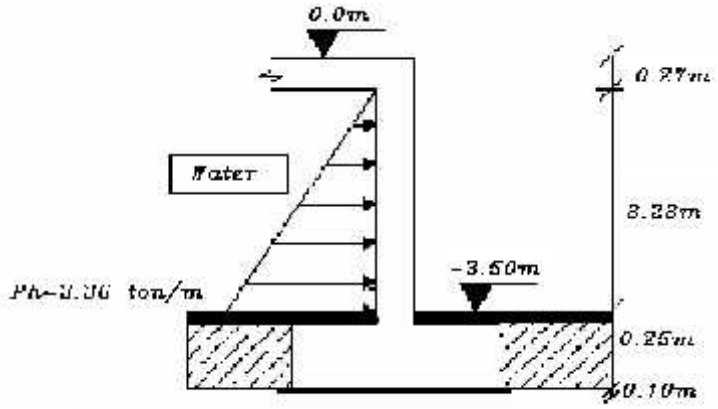
(4.10.2) Wall design: (Water Front the wall)

1- Loads Calculation :

γ_{water} =0.998

H= 3.37 m (Height of retaining wall)

Ph = γ * H= 0.998*3.37 = 3.36 ton/m^2



Figure(4-18): Retaining wall shape.

2- Determine thickness of retaining wall :

Try ρ= 0.5 *ρmax = 0.0122

Use ρ= 0.01

m = 15.7

Mu = 2.56 ton.m

Mn =2.84 ton.m

Rn= ρ Fy(1-0.5 ρ m) = 3.69 MPa

$$dreq = \sqrt{\frac{Mu}{Rn \cdot b}}$$

$$dreq = \sqrt{\frac{2.84 * 10 KN.m}{3.69 * 1000 * 1m}} = 0.088 = 8.8cm.$$

Use h =25 cm

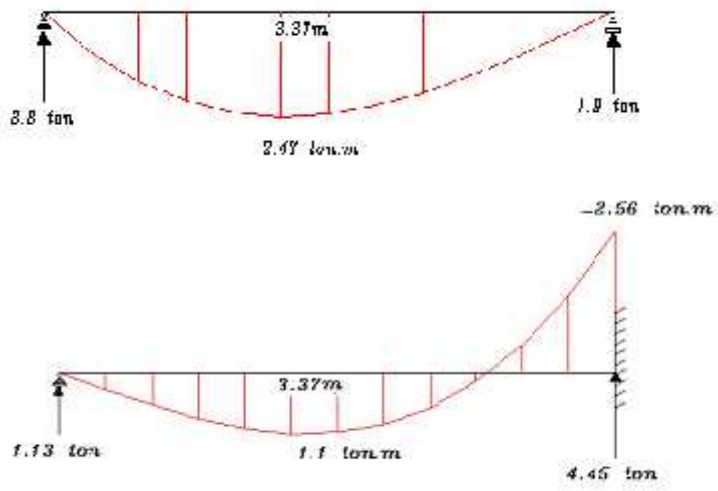


Figure (4-19): Retaining wall momen.

3- Determine steel area (As) :

- **Design For positive moment :**

If use Φ 20

d= 25-(2-7cover) =16 cm

Mu=2.47 ton.m

Mn=2.74 ton.m

$$R_n = \frac{Mu}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{27.4 * 10^6}{1000 * 160^2} = 1.1 MPa.$$

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

$$\rho = \frac{1}{15.7}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 15.7 * 1.1}{400}}\right) = 0.0027$$

ρmin =0.0035 > ρreq= 0.0027

Select ρ min = 0.0035

Required As= 0.0035 *100 *16 = 5.60 cm^2 /m

$\Rightarrow$ **Use 1Ø12@20 cm**

As $_{(provided)}$ = (100/20)*1.13 = 5.65 cm^2.

- **Design For negative moment :**

Mu = 2.56 ton.m

Mn =2.84 ton.m

$$R_n = \frac{Mu}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{28.4 * 10^6}{1000 * 160^2} = 1.11 MPa.$$

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

$$\rho = \frac{1}{15.7}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*15.7*1.11}{400}}\right) = 0.0028$$

ρmin =0.0035 > ρreq= 0.0028

Select ° min = 0.0035

Required As= 0.0035 *100 *16 = 5.60 cm^2 /m

⇒ **Use 1Ø12@20 cm**

$As_{(provided)}$ = (100/20)*1.13 = 5.65 cm^2 /m

- **In the other direction (Horizontal)provide shrinkage and temperature reinforcement**

ρ = 0.002

As = ρ* b*H

As = 0.002*100*25 = 5 cm^2 /m

⇒ **Use 2Ø10 @30 cm**

Use 1Ø10 @30 cm …… (in two layers)

(4.10.3) Base Design :

Design as strip footing

Dead load = (high of building) * (thickness of wall)*(1m wide)* (γc)

=20*0.25*25

=125 KN/m .

Total live load = (live load for one meter run) (no. of floors)

= (3.9) * (5)= 19.5 kN .

Total load = 144.5 KN/m.

Total load factored =1.4* 125 +1.7 *19.5=208.15 KN/m .

1- determine the footing width :

Allowable soil pressure = 350 KN/m²

Assume footing depth is 3.50 m and footing thickness is 0.25 m.

0.25 * 25 =6.25 KN/ m².

1.50 * 18 = 63 KN/m².

3.25*9.998=32.44 KN/m².

Net soil pressure =350 KN/m²-6.25 KN/m²-63 KN/m²-32.44 KN/m²

=248.32 KN/m².

Width of footing == $\frac{144.5}{248.32}$ *100 = 58.2 cm

So select 60 cm width strip footing .

Determined of the contact pressure :

$$P_{net} = \frac{P_u}{Area} = \frac{208.15}{1*0.6} = 346.9 kN/m^2$$

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\, b_w d = 0.85 \times \frac{1}{6}\sqrt{30} \times (100) \times \frac{10}{1000}(100d) = 77.59d$$

Vu = (Pnet) (($\frac{w - bw}{2}$) – d)

$= 24.845 * ((\frac{0.60 - 0.25}{2}) - d) = 24.845*(0.175 - d)$

$Vu = \Phi Vc$

$24.845*(0.175 - d) = 77.59d$

- d = 4.2 cm …. Thin h = (15.16+8 + 0.5 +1) = 24.66 cm

so select h = 25 cm d =25-8-0.5-1 =15.50 cm

2- <u>determine reinforcement for moment strength :</u>

$Mu = (Pnet)(\frac{w - bw}{2})(\frac{w - bw}{4})$

$= 248.45 * 0.175 * 0.0875 = 3.80$ kN.m .

$Mu = 3.08$ kN .m

$Mn = \frac{Mu_{rec}}{\Phi} = \frac{3.08}{0.9} = 4.23$ kN .m

$\rho_{max} = 0.0244$

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

$Rn = \frac{Mn}{b * d^2}$

$Rn = \frac{4.23*10^4}{60*(15.5)^2} = 2.93$ Mpa

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}})$

$\rho = \frac{1}{15.7}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(15.7)2.93}{4000}}) = 0.0007 \quad \leq \rho_{min} = 0.002.$ …… **control**

$A_{req} = \rho * b * d = 0.002 * 100 * 15.50 = 3.1$ cm²\m

- Use 1Φ10 at 20 cm.
- As prov =(100/20)*0.79 =3.95 cm²\m

3- design of longitudinal bars :

As = ρ * b * h

= 0.002* 60* 15.5

= 1.86 cm²

- **select 4Φ8** ……..(2) down and (2) up .

4- design of dowels bars :

As min req = 0.0015 * 100 * 25 = 3.75 cm^2 .

# of Φ 10 = 3.75/0.79 = 4.75 bar /m

Use 1Φ10 at 20 cm .

Ld = $\left(\frac{fy}{4\sqrt{f'c}} \sim \times \quad \times ¥ \times db \right) = \left(\frac{400}{4\sqrt{30}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 0.8 \right) = 14.60.cm.$

Ld available = 25 -8 -1.5 =15.50 cm > 14.60 cm **ok .**

(4.11) Design shear walls:

(4.11.1) Design Seismic Base Shear:

Table (4-7):Design Seismic Forces.

Floor Level	Height (hx) (m)	Story weight (Wx) (ton)	Wx * hx (ton-m)
5	16.50	228.10	3763.65
4	13.25	228.10	3022.325
3	10	228.10	2281
2	6.75	228.10	1539.68
1	3.50	219.10	766.85
		1131.5	11373.50

V= ZICW / Rw

Where: **I**= occupancy importance coefficient , equal to 1.25 for essential and hazardous facilities, and 1.0 for all other cases.

Z=seismic zone factor indicative of the effective peak ground acceleration

Z=0.2.

C= $1.25*S/(T^{2/3}) < 2.75$

S= site response coefficient, S=1.0

T= $0.03*(\text{hex(in ft)})^{3/}4 \rightarrow h= 0.03*(16.50 /0.3048)^{3/}4 = 0.60$ sec

C=$1.25*1/(0.60)^{2/3} = 1.76 < 2.75$

W=Total seismic dead load weight of the building which includes the weights of all permanent structural and nonstructural components, minimum of 0.25 of floor live load must be included.

Rw= system quality factor, it idealizes the inelastic behavior of the structures under the spectral representation of major seismic ground motion (CZ).
Rw=8 (for concrete and masonry shear wall in building frame systems (h<200 ft).

Now : **V=** (0.2*1*1.76*1131.5)/8 = 49.786 ton

Ft= 0.07*V*T = 0.07*0.60*49.786 =2.09 ton Kips

(4.11.2) Lateral force distribution of design base shear(V):

The seismic lateral force Fx at all floors levels in transverse direction is given by :

$$Fx = \frac{(V - Ft) * Wx * hx}{\sum_{i=1}^{n} Wi * Hi}$$

$$F1 = \frac{(49.79 - 2.09)766.85}{11373.50} = 3.22 ton \quad .$$

$$F2 = \frac{(49.79 - 2.09)1539.68}{11373.50} = 6.46 ton$$

$$F3 = \frac{(49.79 - 2.09)2281}{11373.50} = 9.57 ton$$

$$F4 = \frac{(49.79 - 2.09)3022.325}{11373.50} = 12.68 ton$$

$$F5 = \frac{(49.79 - 2.09)3763.65}{11373.50} = 15.78 ton \longrightarrow$$ F5 = 15.78 +Ft =17.87 ton

Use Factor load =1.4.

F1= 3.22*1.4=4.547 ton

F2= 6.46*1.4=9.044 ton

F3= 9.57*1.4=13.398 ton

F4= 12.68*1.4=17.752 ton

F5= 17.87*1.4=25.018 ton

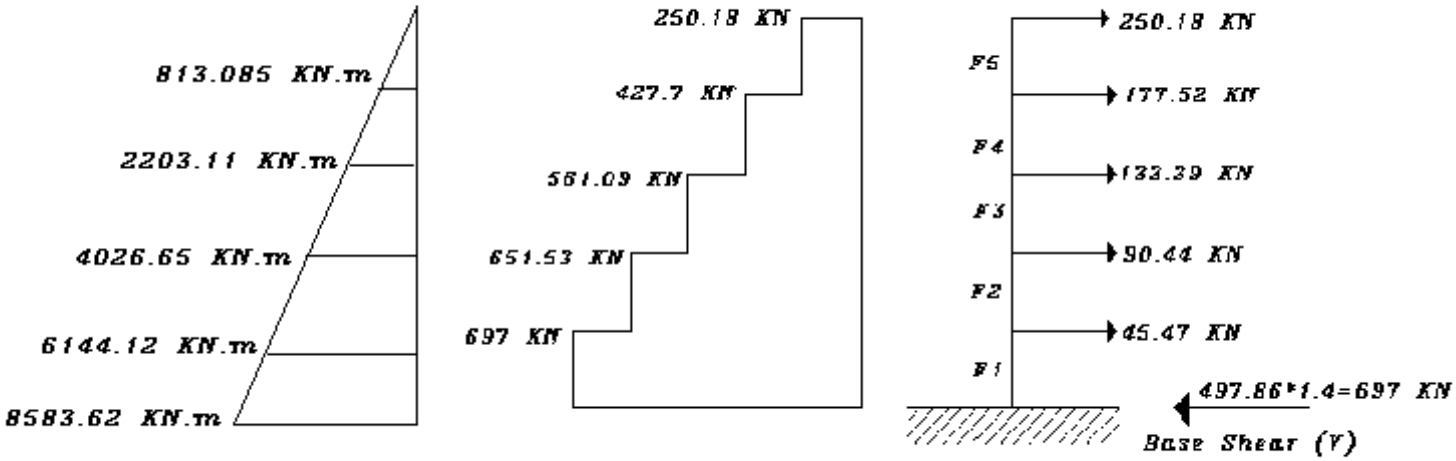


Figure (4-20): Modeling multistory structures

Vu=697 KN

Mu=8583.62 KN.m

(4.11.3) Design of shear wall :

For wall 5.79 * 3.30 m.

The forces in the walls due to direct shear are computed from.

$$Fvx = \frac{VxRx}{\sum Rx}$$

$$Fvy = \frac{VyRy}{\sum Ry}$$

Rx= 1/Δ

$$\Delta = 4\frac{P(h/L)^3}{Et} + \frac{1.2Ph}{AG}$$

G=0.4 E For concrete

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

$$\Delta = 4\frac{1*(0.25/5.79)^3}{Et} + \frac{3*1*(0.25/5.79)}{Et} = \frac{0.13}{Et}$$

Rx=1/(0.13/Et) = 7.69Et

$$\sum Rx = 7.69Et + 7.69Et = 15.38Et$$

$$Fvx = \frac{VxRx}{\sum Rx} = 697 * \frac{7.69Et}{15.38Et} = 697 * 0.50 = 348.5KN$$

$$Vc = \frac{1}{6}\left(\sqrt{30}\right) * h.d$$

d=0.8 Lw=0.8*5.79=4.63 m

$$Vc = \frac{1}{6}\left(\sqrt{30}\right) * 0.25 * 4.63 = 1056.65KN$$

Vs=(348.5/0.85) –1056.65 = -646.65 KN

❖ Provide minimum reinforcement.

$$\frac{(Av * h)}{S_2} = 0.0025 * 0.25 = 0.000625$$

S_2 =3*h=3*0.25 = 750 mm

S_2 =Lw/5=5.79/5=1158 mm

S_2 = 18 ٤٥٠= ٣mm……. **control**

Try Φ12

$$S2 = \frac{1.1304 * 2 * 10^{-6}}{0.000625} = \frac{226 * 10^{-6}}{0.000625} = 0.362m$$

✓ **Use Φ12 @ 300 mm c/c**

(4.11.4) Design of vertical Shear :

S_2 =3*h=3*0.25 = 750 mm

S_2 =Lw/3=5.79/3= 1930 mm

S_2 = 18 ٤٥٠= ٣mm……. **control**

Avn=[0.0025+0.5(2.5- hw/Lw){(Av*h/S_2h) – 0.0025)]S2*h

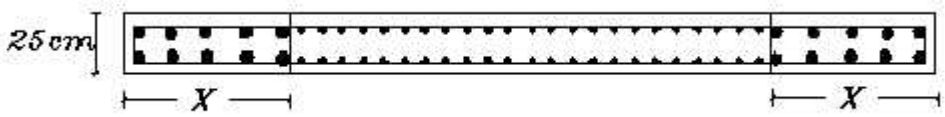
Avn= 0.0025*h*S_2

Avn= 0.0025*0.25*45 =0.028 >0.0025

✓ **Use Φ 12 @300 mm c/c**

(4.11.5) Design of moment :

- **For First floor :**



Figure(4-21): Detailing of shear wall

Use Φ 12

$$Ast = Lw\frac{2 * As}{S} = 5.79\frac{2 * 113}{0.30} = 4362mm^2 = 0.004362m^2$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 * B_1 * Fc * Lw * h}{Ast * Fy}}$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 * 0.85 * 30 * 5.79 * 0.25}{0.004362 * 400}} = 0.05$$

$$Mu = 0.9\left[0.5 * Ast * fy * Lw * (1 - \frac{Z}{Lw})\right]$$

$$Mu = 0.9[0.5 * 0.004362 * 400 * 5.79 * (1 - 0.05)] = 4.31877MN.m$$

Mu=8.58362-4.31877=4.26485 MN.m

$$Ast' = \frac{Mu / 0.9}{Fy(Lw - X)}$$

$$Ast' = \frac{4.26485 / 0.9}{400(5.79 - 0.4)} = 0.002198m^2$$

Ast=2198+226=2424 mm^2

- ✓ **Use 10Φ18**

- **For Second floor :**

Mu=6.14412-4.31877= 1.82535 MN

$$Ast' = \frac{Mu / 0.9}{Fy(Lw - X)}$$

$$Ast' = \frac{1.82535 / 0.9}{400(5.79 - 0.4)} = 0.000941 m^2$$

Ast=941+226=1167 mm^2

- ✓ **Use 6Φ16**

- **For Third floor :**

Mu=4.02665-4.31877= -0.29212 MN

Use minimum

$$Ast' = \frac{Mu / 0.9}{Fy(Lw - X)}$$

$$Ast' = \frac{0.29212 / 0.9}{400(5.79 - 0.4)} = 0.000151 m^2$$

Ast=151+226=377 mm^2

Ast=3.77 cm^2

- ✓ **Use 4Φ12**
- ✓ **Reinforcement for third and fourth and fifth floors is the same.**

(4.11.6) Shear Wall Base Design :

Service loads on the base:

DL=333.1 ton

LL=68.9 ton

$$Areq = \frac{DL + LL}{qall}$$

$$Areq = \frac{333.1 + 68.9}{35} = 11.49 m^2$$

By adding 20 cm around wall sides:

Use:

A=(5.79+0.20)*(3.50+0.40)=23.361 m^2

Wu=1.4 DL+1.7 LL

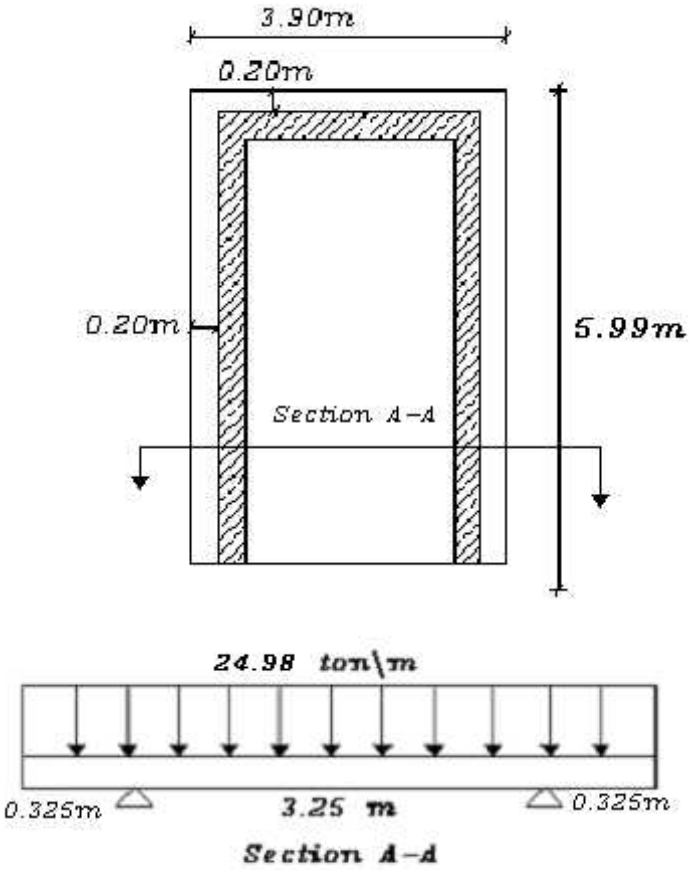
Wu=1.4*333.1+1.7*68.9=583.47 ton

$$qnet = \frac{Wu}{Aprov}$$

$$qnet = \frac{583.47}{23.361} = 24.98 ton \setminus m^2$$

For 1m strip:

q(net)=24.98*1=24.98 ton\m



Figure(4-22): Section in shear wall base.

<u>Depth calculation to satisfy shear strength:</u>

Vu=41.1 ton

ΦVc=Vu

$$\bar{}Vc = \bar{} * \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * bw * d$$

$$\bar{}Vc = 0.85 * \frac{1}{6} * \sqrt{30} * (100cm) * d = 77.59d$$

77.59d=41.1 ton

d=0.53 m

- ✓ **Use H=55 cm**

<u>Design for bending moment:</u>

Mu= 32.42 ton.m

Mn= 32.42/0.9 = 36.02 ton.m

m = 15.7

$$R_n = \frac{Mu}{¤ \cdot b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{360.2 * 10^6}{1000 * 470^2} = 1.63 N / mm^2.$$

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

$$° = \frac{1}{15.7}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 15.7 * 1.63}{400}}\right) = 0.0042$$

ρmin =0.0035 < ρreq= 0.0042 < ρ max =0.0244

° = 0.0042

Required As= 0.0042*100*47= 19.82 cm^2

$\Rightarrow$ **Use 1Ø20@15 cm**

As (provided) = (100/15)*3.14 = 20.93 cm^2.

(use similar steel for the other face)

In the other direction provide shrinkage and temperature reinforcement .

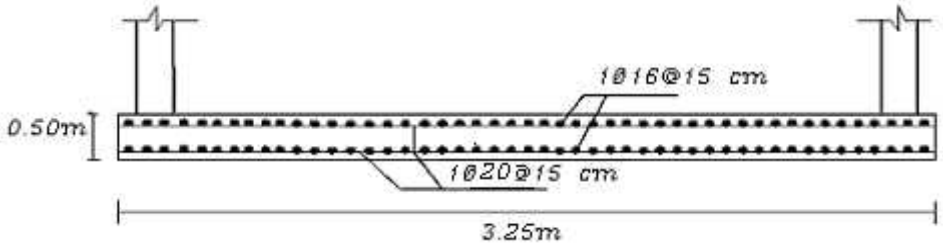
° = 0.002

$As = ° * b * h$

$As = 0.0020 * 100 * 55 = 11 cm^2 / m$

$\Rightarrow$ **Use 1Ø16@15 cm ……(In two layers).**

As (provided) = (100/15)*2.00 = 13.3 cm^2.



Figure(4-23): Detailed Section for shear wall base.

الفصل الخامس

الاستنتاجات و التوصيات

(١.٥) الاستنتاجات :

١- تعد إحدى أهم خطوات التصميم الإنشائي هي كيفية الربط بين العناصر الإنشائي المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى و من ثم تجزئة هذه العناصر للتصميم بشكل منفرد .

٢- يجب على أي مصمم إنشائي تصميم العناصر بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والقدرة على استخدام البرامج التصميمية المحوسبة .

٣- من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار هي العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية عليها .

٤- تم تصميم اساسات هذا المبنى باستخدام قوة تحمل للتربة مقدارها($3.5\ Kg/cm^3$) ،وتم استخدام قواعد مربعة منعزلة أسفل كل عمود،كما تم استخدام اساسات مشتركة (Combined Footing) ، كما تم استخدام اساسات مستمرة اسفل الجدران وجسور الربط وبلاطات أرضية.

٥- أما بالنسبة لبرامج الحاسوب المستخدمة فقد تم استخدام برنامج (Staad Pro) في التحليل فقط ومقارنة التسليح لكافة العناصر بعد أن تم حسابها يدويًا وكانت النتائج متطابقة مع التحليل، كما تم استخدام برنامج (RC Design) في التحليل وفي تصميم بعض العناصر الإنشائية بعد مقارنتها بأحد التصاميم اليدوية وكانت النتائج متطابقة.

٦- بعد ذلك تم عمل مراجعة لكافة المخططات التنفيذية لتعديل ما اختلف فيها من أمور.

٧- الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الحمال الأردني .

٨- من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم هي الحس الهندسي الذي يقوم من خلاله بتجاوز أية مشكله ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس .

(٢.٥) التوصيات:

١- ينصح في تنفيذ المشروع من خلال لجنة هندسية متخصصة تتابع العمل من مطابقة ما يتم على ارض الواقع وما بداخل المخططات .

٢- هذا المشروع صمم لخمسة طوابق فقط،لذلك لايمكن اضافة أي طابق للاحتياجات المستقبلية .

٣- ينصح في أثناء التنفيذ بمراجعة كتاب المواصفات الفنية والهندسية الأردني الصادر عن وزارة الأشغال العامة .

٤- في حال تبين أن قوة تحمل التربة(Bearing Capacity) اقل من القوة المعمول بها في التصميم يجب إعادة تصميم الأساسيات للمشروع وفقا للقوى الجديدة .

٥- يجب استكمال عمل التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة .

٦- بعد المراجعة الشاملة للمخططات التنفيذية و الإعداد المفصل للمخططات الإنشائية فان المشروع جاهز للتنفيذ.

قائمة المصادر والمراجع

(Referances)

1. Chu-Kia Wang, Charles G.Salmon,Reinforced Concrete Design, Addison-Wesley,1998.

2. BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE (ACI 318M-99) AND COMMENTARY CODE (ACI 318M-99).

٣. كودات البناء الوطني الأردني، كودة الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، ١٩٩٠م.

٤. ملخص الدكتور ماهر عمرو.

٥. تلخيص وملاحظات الدكتور المشرف هيثم عياد.

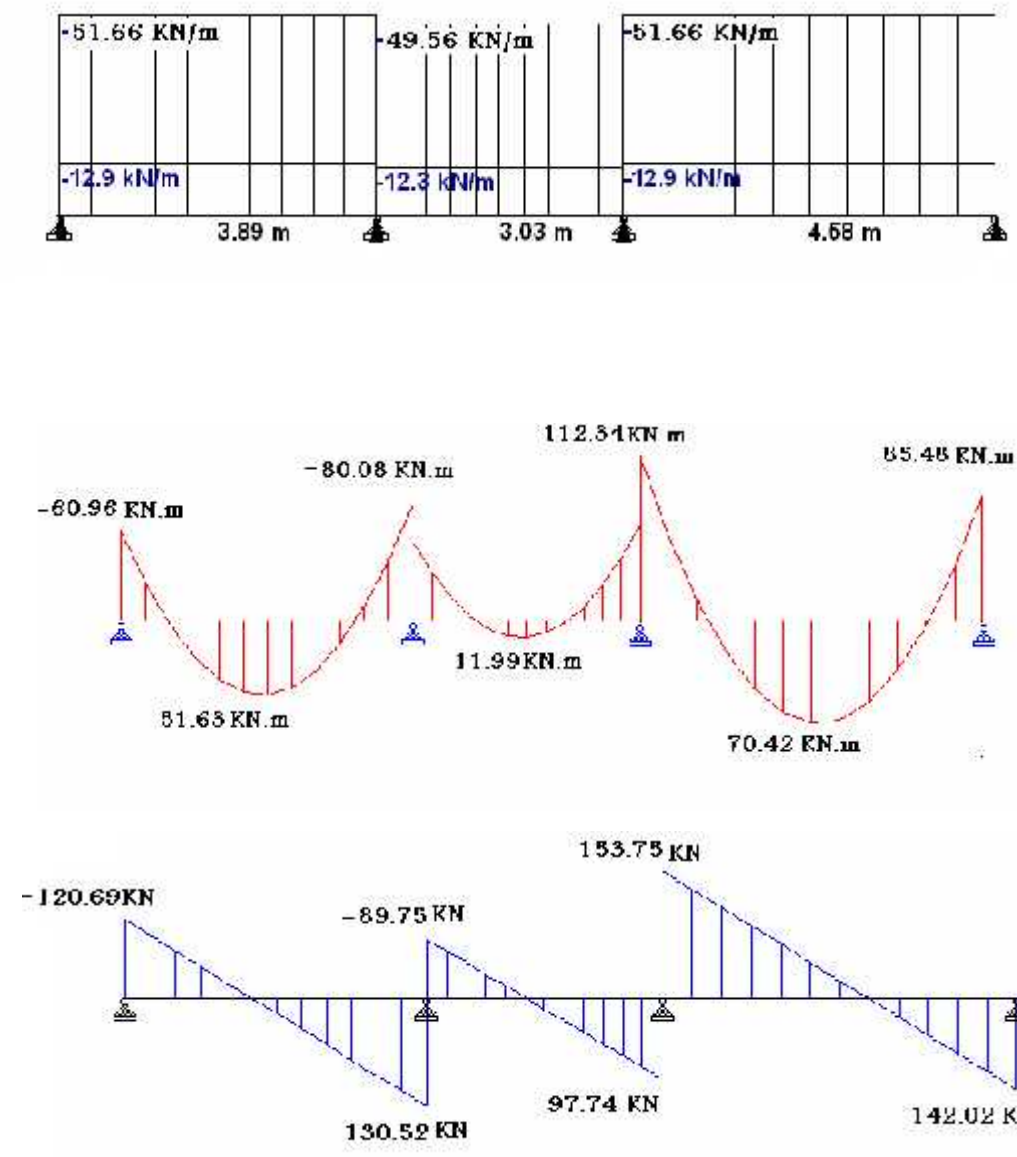
٦. ملخص الدكتور جمال زلاطيمو .

Appendix (A)

Shear & Bending Moment Diagrams for beam (B G-12)

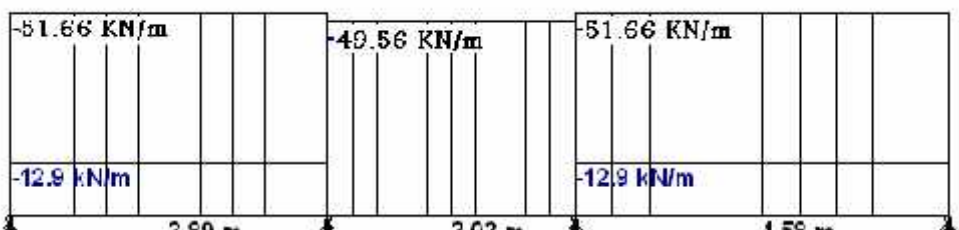
loading Cases For Beam (B-G-12)

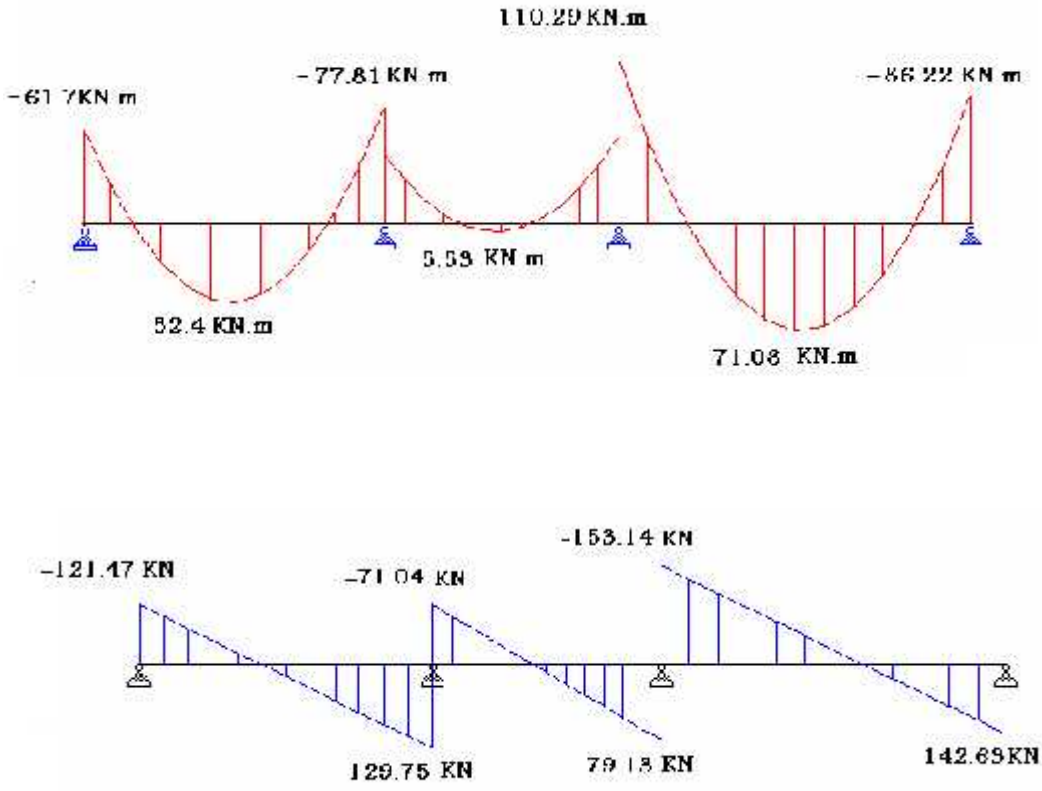
Case 1 :



shear & Bending Moment Diagram

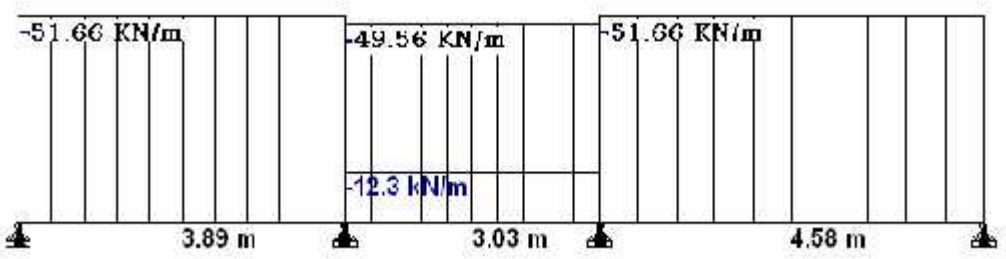
Case 2:

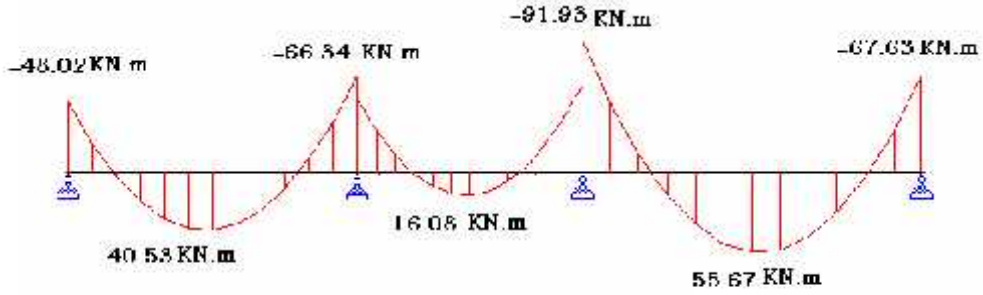


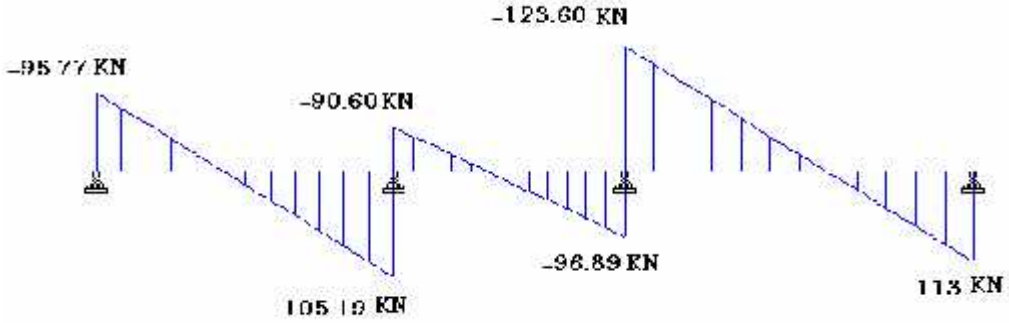


shear & Bending Moment Diagram

Case 3:

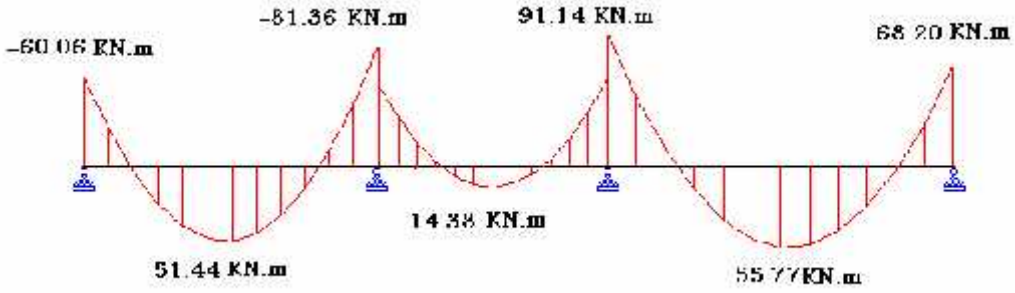


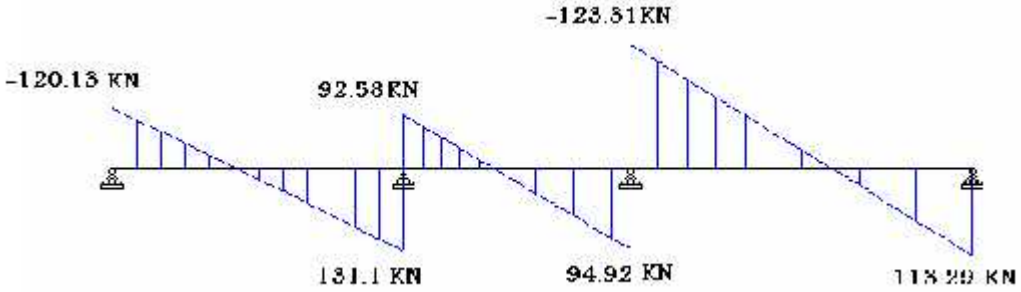




shear & Bending Moment Diagram

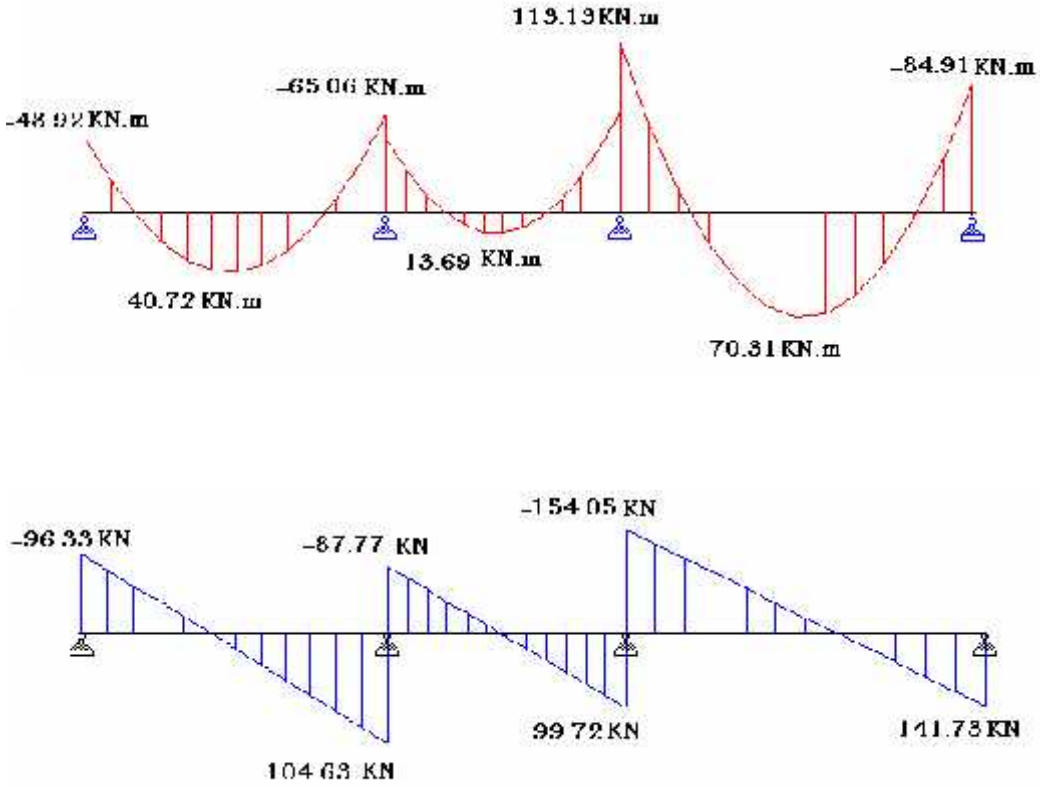
Case 4:





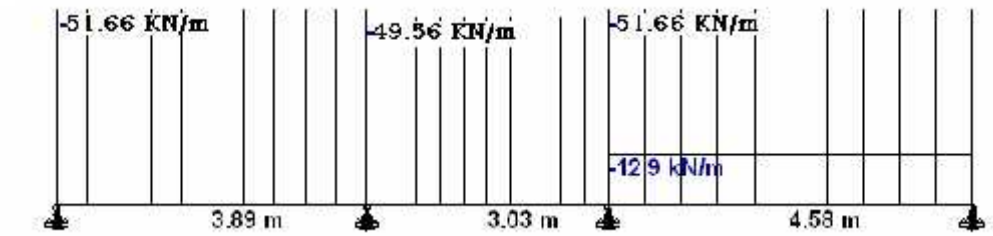
shear & Bending Moment Diagram

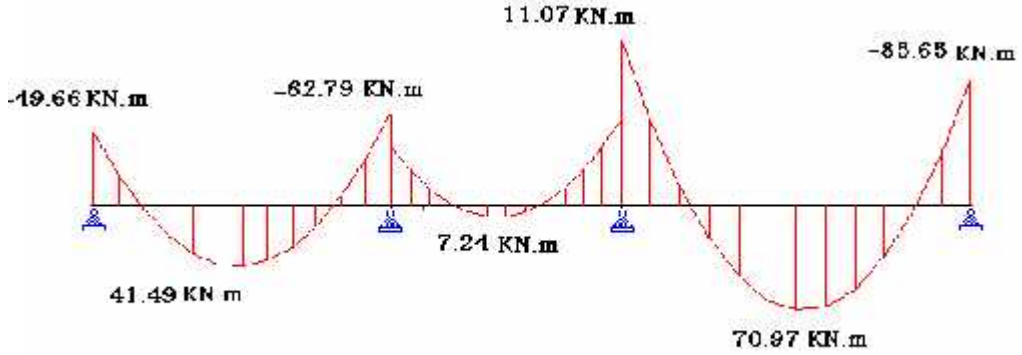
Case 5:

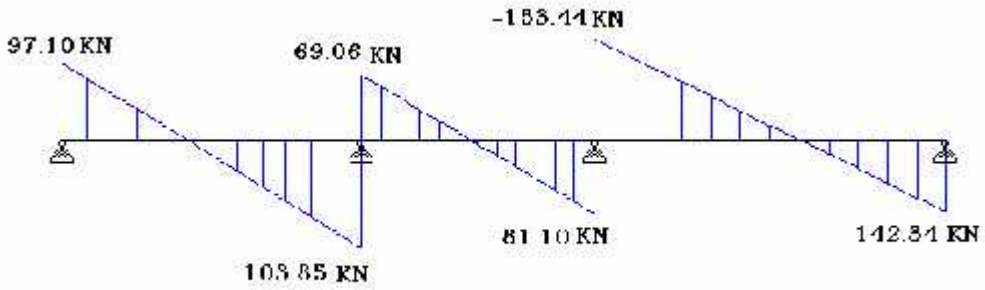


shear & Bending Moment Diagram

Case 6:

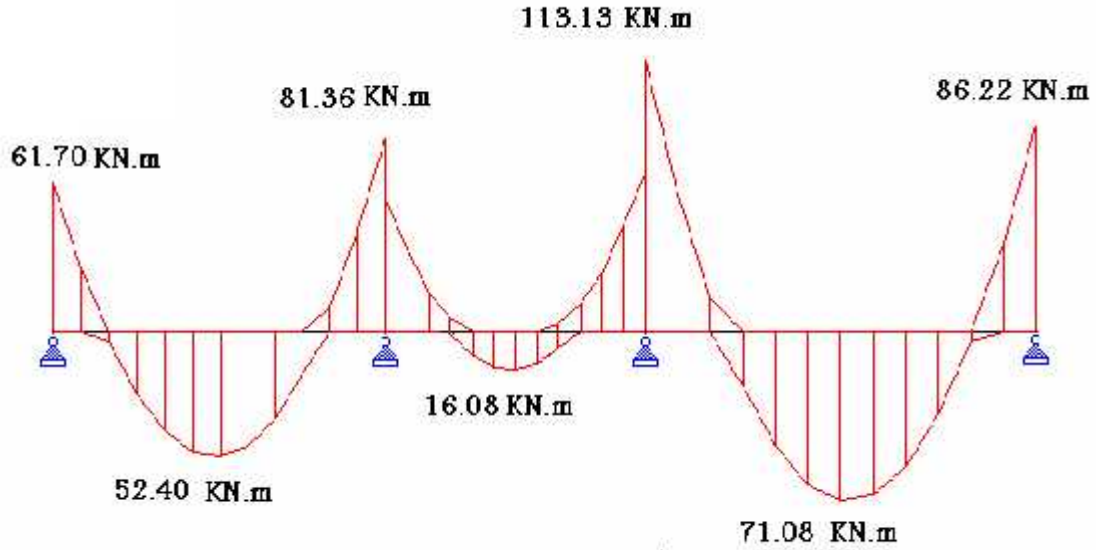


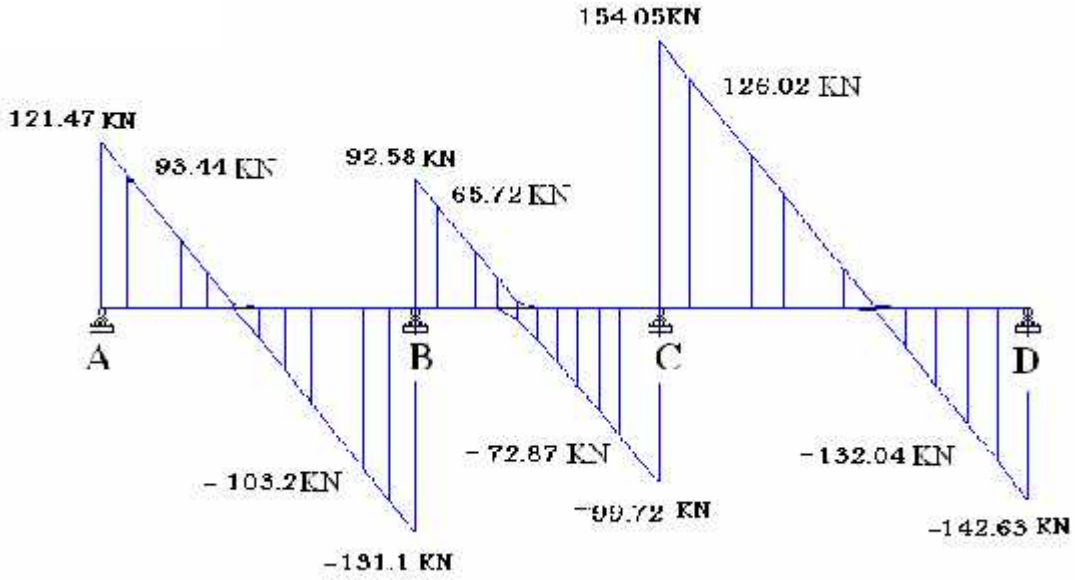




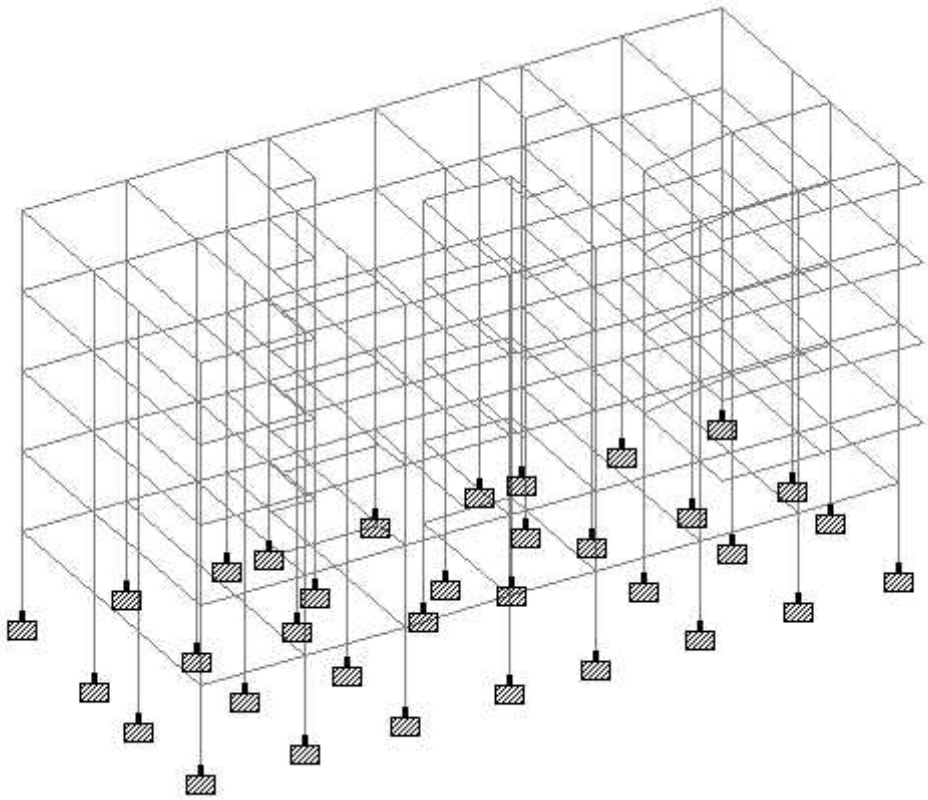
shear & Bending Moment Diagram

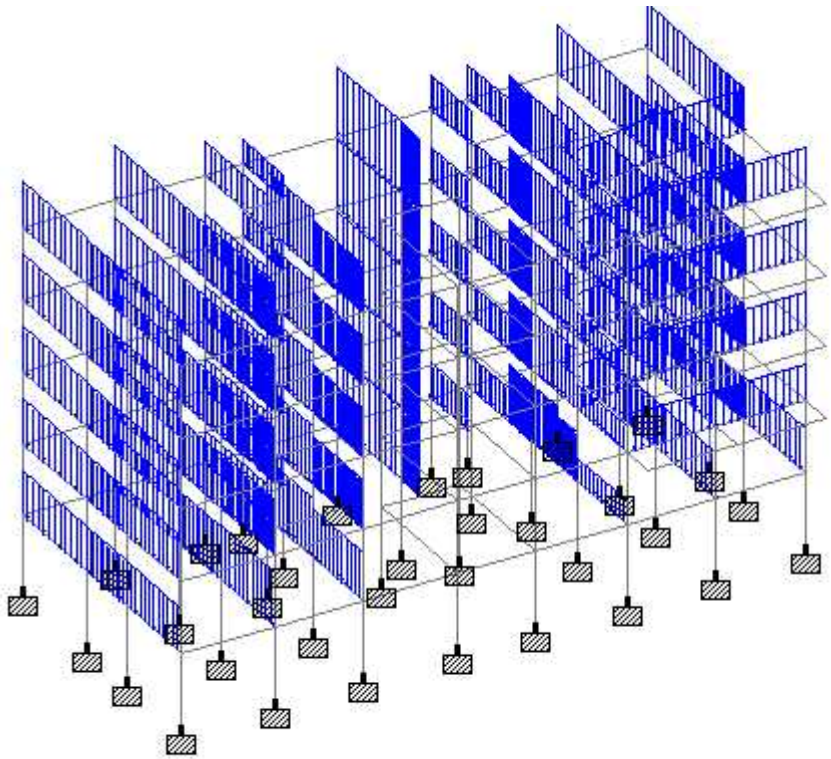
Envelope


113.13 KN.m
81.36 KN.m
86.22 KN.m
61.70 KN.m
16.08 KN.m
52.40 KN.m
71.08 KN.m

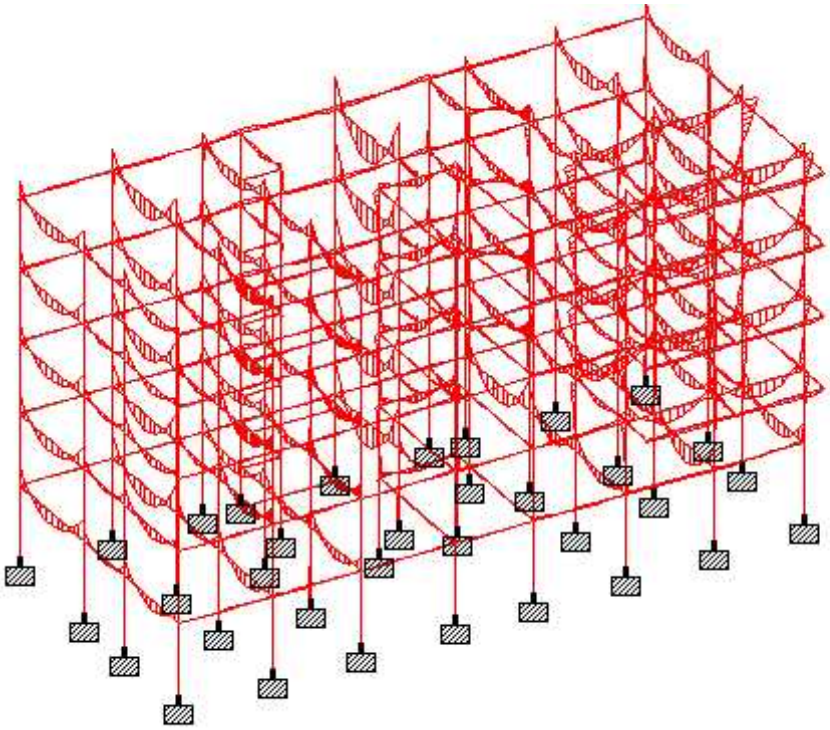

154.05KN
126.02 KN
121.47 KN
93.44 KN
92.58 KN
65.72 KN
A
B
C
D
- 72.87 KN
-132.04 KN
- 103.2KN
-99.72 KN
-142.63 KN
-131.1 KN

Appendix (B)

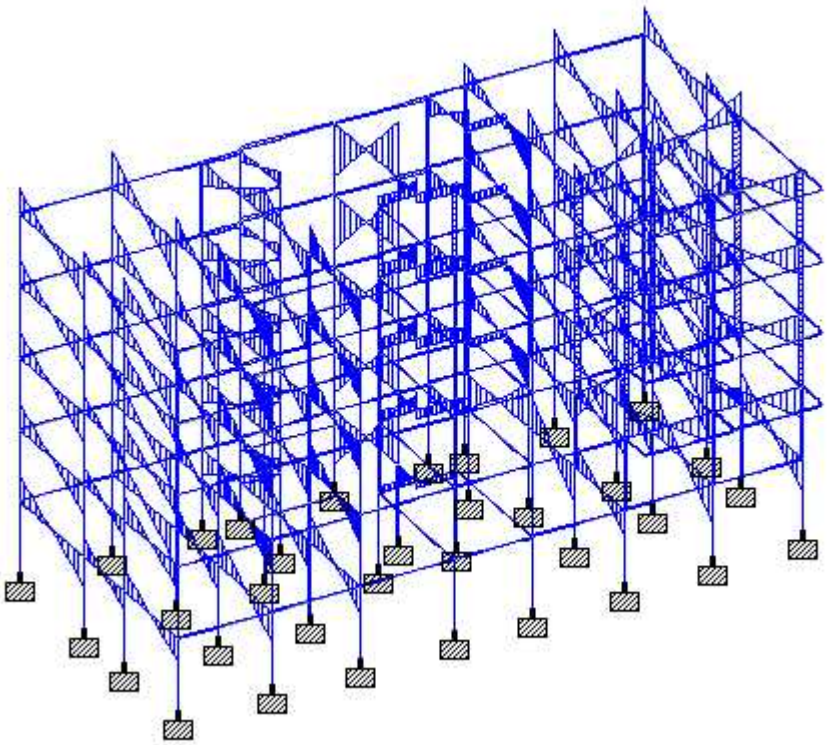




Load



Bending



Shear

Appendix (C)