بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمبنى إدارة جامعة بوليتكنك فلسطين المقترح بناؤه في مدينة حلحول

فريق العمل

أحمد محمد عقابنه حسن علي جبارين علاء"محمدهيثم" أبو منشار

إشراف

م.خليل كرامه

الخليل- فلسطين

كانون الثاني - ٢٠٠٩

بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لمبنى إدارة جامعة بوليتكنك فلسطين
المقترح بناؤه في مدينة حلحول

فريق العمل

أحمد محمد عقابنه حسن علي جبارين علاء"محمدهيثم" أبو مشار

إشراف

م.خليل كرامه

تقرير مقدمة مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنيك فلسطين

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريس في الهندسة المدنية تخصص هندسة المباني

جامعة بوليتكنيك فلسطين

الخليل- فلسطين

كانون الثاني - ٢٠٠٩

بسم الله الرحمن الرحيم

شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج

جامعة بوليتكنيك فلسطين

الخليل – فلسطين

مشروع تخرج بعنوان

التصميم الإنشائي لمبنى إدارة جامعة بوليتكنك فلسطين
المقترح بناؤه في مدينة حلحول

فريق العمل

أحمد محمد عقابنه حسن علي جبارين علاء"محمدهيثم" أبو مشار

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

توقيع المشرف
م.خليل كرامه
.....

توقيع رئيس الدائرة
د.هيثم عياد
.....

الإهداء

إلى من ذهبوا في نشيد الحرية حتى صليل السلاسل
إلى من هم أكثرنا جدارة بالحب و الحرية و الحياة
أسرى حرية فلسطين

إلى من ارتقوا بموتهم فوق السماء
إلى من هم أكرم منا جميعا
شهداء فلسطين

إلى الذي نزف عرقا ليمنحنا حياة كريمة
إلى الذي علمنا معنى العزة و الكبرياء
أبي الفاضل

إلى التي ذرفت دمعها لوجعي
و عصرت قلبها كي تسقيني في ليلة ظمأ
أمي الغالية

إلى من علمونا حروف هذه الكلمات
إلى من أفادونا بمحتوى هذا العمل

إلى كل أخ و صاحب و صديق
إلى كل من فرح لفرحنا و حزن لحزننا
إلـــى كـــل من أحـبنا وأحـــببناه

إليهم جميعا نهدي هذا العمل

فريق العمل....

الشكر والتقدير

لا يسعنا في هذا المقام إلا أن نتقدم بجزيل الشكر وأسمى آيات التقدير، إلى جامعتنا الغالية ودائرة الهندسة المدنية والمعمارية، والى كل الذين ساهموا ووقفوا معنا من اجل تحقيق هدفنا

المنشود في انجاز هذا البحث ليضعونا على أول الطريق ونخص بالذكر آبائنا وأمهاتنا الذين سهروا الليالي وكابدوا من اجل راحتنا وتحقيق أحلامنا، والنهوض بنا إلى مقاعد أهل العلم والى أساتذتنا الأفاضل ، ونخص بالذكر مشرفنا العلمي م.خليل كرامة الذي لم يأل جهدا في ولادة هذا البحث إلى النور عبر توجيهاته وإرشاداته العلمية البناءة ، ومتابعة خطواتنا أولاً بأول ، والى كل من قدم لنا النصح والإرشاد في هذا البحث ، فلهم منا كل الشكر والاحترام.

والى كل الذين لم نذكرهم حصرا لهم متسع في القلب أيضا.

لكم منا مرة أخرى أسمى آيات الشكر والمحبة طالما حيينا.
وتفضلوا منا بقبول فائق الاحترام...

فريق العمل...

خلاصة المشروع

التصميم الإنشائي لمبنى إدارة جامعة بوليتكنك فلسطين
المقترح بناؤه في مدينة حلحول

فريق العمل

أحمد محمد عقابنه حسن علي جبارين علاء"محمدهيثم" أبو مشار

إشراف
م.خليل كرامه

يمكن تلخيص هدف المشروع في التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع، من جسور وأعمدة وأساسات وغيرها من العناصر الإنشائية .

لقد تم اختيار هذا المشروع لما يتمتع به من مزايا معمارية جمالية متنوعة مثل التراجعات و البروزات و اهم هذه المزايا الكتلة الهرمية التي تمثل مظهرا جماليا رائعا في المبنى، و كذلك يعد هذا المبنى مناسبا لان يكون مشروع تخرج لانه يحوي بداخله معظم العناصر الإنشائية التي تحتاج إلى معالجة إنشائية بشكل يحافظ على المتطلبات المعمارية للمبنى.

يتكون المشروع من أربعة طوابق مختلفة في المسقط و المساحة و تختلف عن بعضها البعض بسبب التراجعات و البروزات ، بحيث يحتوي كل طابق على العديد من الفعاليات مثل المكاتب الإدارية و مكاتب التسجيل و مكاتب للإدارة العليا في الجامعة، و كل هذه الفعاليات موزعة معماريا بشكل مناسب يأخذ بعين الإعتبار الترتيب الإداري الهرمي في الجامعة.

من الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الاردني لتحديد الاحمال الحية ، أما بالنسبة للتحليل النشائي وتصميم المقاطع فقد تم استخدام الكود الامريكي (ACI-318)، ولا بد من الاشارة الى انه سيتم الاعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل Autocad2007, STAAD.Pro, Office2003,Prokon, Atir وغيرها في التحليل و التصميم و إنجاز المشروع .

والله ولي التوفيق

Abstract

Structural Design of the administration building for Palestine Polytechnic University

Project Team

Ahmed Aqabna **Ala'a Abu Munshar** **Hassan Jabareen**

Palestine Polytechnic University

Supervisor
Eng.Khaleel Karamh

The main aim of this project is to prepare all of the structural design and executive details of the administration building for Palestine Polytechnic University in Halhul city.

This building consists of 4 floors and it contains many activities that related to the university administration.
This building is reinforced concrete structure, and it will be designed according to ACI-code-2002.

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

فهرس المحتويات

	الصفحة
صفحة العنوان	i
تقرير مشروع التخرج	ii
شهادة تقييم مشروع التخرج	iii
الاهداء	iv
الشكر والتقدير	v
خلاصة المشروع	vi
Abstract	vii
فهرس المحتويات	viii
فهرس الجداول	xi
فهرس الأشكال والرسومات	xi
List of Abbreviations	xii

الفصل الأول

المقدمة

الصفحة

(1.1) المقدمة ١
(1.2) مشكلة البحث 2
(1.3) الهدف من المشروع ٢
(١.٤) أسباب إختيار المشروع ٣
(١.٥) نطاق المشروع ٤
(١.٦) موقع المشروع ٤
(١.٧) مراحل المشروع ٥
(١.٨) التوقيت الزمني للمشروع ٦

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

الصفحة

(٢.١) المقدمة 8
(٢.٢) موقع المشروع 9
(٢.٣) فكرة المشروع 9
(٢.٤) عناصر المشروع ١٠
(٢.٤.١) الموقع العام ١٠
(٢.٤.٢) البناء الهرمي ١١
(٢.٤.٣) محتويات المبنى حسب الأدوار ١٢
(٢.٤.٣.١) محتوى الطابق الأرضي ١٢
(٢.٤.٣.٢) محتوى الطابق الأول ١٣
(٢.٤.٣.٣) محتوى الطابق الثاني ١٥

(٢.٤.٣.٤) محتوى الطابق الثالث ١٦
(٢.٤.٤) الواجهات ١٨

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي للمشروع

الصفحة

3.1 مقدمة ٢٠
3.2 هدف التصميم الإنشائي ٢٠
3.3 الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل ٢٠
٣.٣.١ الأحمال ٢١
3.3.2 الأحمال الميتة ٢١
3.3.3 الأحمال الحية ٢١
3.3.4 الأحمال البيئية ٢٢
3.4 العناصر الانشائية المستخدمة ٢٤
3.4.1 العقدات ٢٤
3.4.1.1 العقدات المصمتة ٢٤
3.4.1.2 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد ٢٤
3.4.1.3 عقدات العصب ذات الإتجاهين ٢٥
3.4.2 الجسور ٢٦
3.4.3 الأعمدة ٢٧
3.4.4 الجدران الحاملة (جدران القص) ٢٧
3.4.5 فواصل التمدد ٢٨
3.4.6 الأساسات ٢٩
3.4.7 الأدراج ٣٠
3.4.8 الجدران الإستنادية ٣١
3.5 برامج الحاسوب المستخدمة ٣٢

Chapter Four

Structural Analysis and Design

Page

(4.1) Introduction 34
(4.2) Rib Slab thickness calculation 34

(4.3) Load calculation 35
(4.4) Design of topping 36
(4.5) Design of rib (02) 37
(4.5.1) Design for negative moment for rib (02) 38
(4.5.2) Design for positive moment for rib (02) 39
(4.5.3) Design for shear for rib (R02) 41
(4.6) Design of beam (B18) 43
(4.6.1) Load calculation 43
(4.6.2) Design of negative moment 44
(4.6.3) Design of positive moment 48
(4.6.4) Design of shear 51
(4.7) Design of One-Way Solid Slab 52
(4.8) Design of Two Way Solid Slab 54
(4.9) Design of Stairs 58
(4.10) Design of columns 65
(4.10.1) Design of short column 65
(4.10.2) Design of long column 67
(4.11) Design of Basement wall 70
(4.12) Design of strip footing 72
(4.13) Design of Isolated footing 76
(4.14) Design of Combined footing 82
(4.15) Design of Shear Wall 90
(4.16) Design of Mat Foundation 100
(4.17) Design of steel structure 106

فهرس الجداول

الجدول	رقم الصفحة
جدول (١-١) يبين الجدول الزمني لإعداد المشروع	٦
جدول (٣-١) يبين الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	٢١

جدول (٣-٢) يبين قيم الأحمال الحية في المبنى ٢٢
جدول (٣-٣) يبين قيمة أحمال الثلوج ٢٣

List of Tables

Table	Page
Table (4.1): calculation of the total dead load for one way rib	35
Table (4.2): calculation of the total dead load for topping	36

فهرس الأشكال والرسومات

اسم الشكل	رقم الصفحة
الشكل (٢-١) الموقع العام	١٠
الشكل (٢-٢) البناء الهرمي	١٢
الشكل (٢-٣) يبين فعاليات الطابق الأول	١٣
الشكل (٢-٤) يبين فعاليات الطابق الثاني	١٥
الشكل (٢-٥) يبين فعاليات الطابق الثالث	١٦
الشكل (٢-٦) منظور ثلاثي الأبعاد للمبنى	١٨
الشكل (٣-١) عقدات العصب في اتجاه واحد	٢٥

الشكل (٣-٢) عقدات العصب في اتجاهين	٢٥
الشكل (٣-٣) أشكال الجسور المدلاة و المسحورة	٢٦
الشكل (٣-٤) أحد أشكال الأعمدة	٢٧
الشكل (٣-٥) جدار القص	٢٨
الشكل (٣-٦) شكل الأساس المنفرد	٢٩
الشكل (٣-٧) شكل الدرج	٣٠
الشكل (٣-٨) جدار استنادي	٣١

List of Figures

Description	page
Figure (4.1): spans length of rib (02).	٣٧
Figure (4.2): Moment diagram of rib (02)	٣٧
Figure (4.3): Shear diagram of rib (02)	٤١
Figure (4.4): Moment Diagram For beam (B18)	٤٤
Figure (4.5): Shear Diagram For beam (B1)	51
Figure (4.6) : Details of Two Solid Slab	٥7
Figure (4.7) Top view of the Stair	58
Figure (4.8): Moment &shear diagrams for stair	60
Figure (4.9 Detail of reinforcement for ST 02.	65
Figure(4.10): Detail Of Column.	67
Figure(4.11): Basement wall moment Diagram	70

Figure(4.12) load calculation for strip footing 72
Figure(4.13) Strip footing details 75
Figure(4.14) Isolated footing details 81
Figure(4.15) Combined footing details 89
Figure(4.16): Details of shear wall 99
Figure(4.17) Moment in X-direction 102
Figure(4.18) Moment in Y-direction 103
Figure(4.19) Mat foundation details 105
Figure(4.20)Moment diagram 107
Figure(4.21) Deflection diagram 110
Figure(4.22) Beam Profile 111
Figure(4.23) Details of connections in steel structure 114

List of Abbreviations:

- **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).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- **D.L** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to cancroids of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **Fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.

- **I** = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **L.L** = live loads.
- **L.d** = development length.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **S** = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete. (Kg/m^3).
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor

بسم الله لرحمن الرحيم

الفصل الأول

المقدمة

١

١.١ مقدمة عامة
١.٢ مشكله البحث
١.٣ الهدف من المشروع
١.٤ أسباب اختيار المشروع
١.٥ خلق المشروع
١.٦ موقع المشروع
١.٧ مراحل المشروع
١.٨ التوقيت الزمني للمشروع

١.١ مقدمة عامة

بناء على ما ترسمه الشعوب لنفسها من خطط للتنميه والرقي في جميع المجالات والبحث المستمر عن التطور ومواكبة كل ما هو جديد لرقي هذه الشعوب ولأن هذا الشعب كان وما زال يستوقد هاماته ويستنهض هممه بالنهوض برغم ظروفه البائسه وقدره المحتوم بأن يكون شعب محتل مظلوم فقد كان لزاما على هذا الشعب أن يكسر كل القيود ويذلل كل العقبات للوصول إلى هدفه المرسوم بالرقي والتقدم والتحرر من كل قيد وبناء فكره المستقل وحضارته وعلمه بسواعد أبناءه الذين قرروا أن يكونو شموعاً بعلمهم وفكرهم .

وبما أن العلم هو من حضارة هذه الأمة وهدفهم المنشود وسلاحها المعهود للوقوف بوجه كل التحديات لإثبات أننا شعب يعشق الحياه ويستنشق هواء التطور العلمي وبما أن العلم لا يكتمل ببلوغ درجه ولا يقف عند حد معين كان لابد من أن تكون جامعات هذا الوطن منبعا للعلم والعلماء بل وتنافس جامعات العالم في هذا المجال ولأن جامعتنا المرموقه جامعة بوليتكنيك فلسطين هي إحدى كوادر العلم والتعلم الرائده في هذا الوطن على مستوى الشرق الاوسط كان لا بد لها من تنمية نفسها وتطوير مناهجها وأساليبها التعلميه لمواكبة التطور التكنولوجي في هذا العالم وكذلك تطوير صروحها ومبانيها لتستوعب متطلبات هذا التطور والإزدهار و زيادة أعداد الباحثين عن العلم من خلال برامجها المميزة في جميع المجالات العلمية والتكنولوجية ، إتجهت إدارة هذه الجامعة الفذه إلى تعزيز بقاءها كجامعة رائدة في جميع المجالات بتخصصاتها المتنوعه ولذلك بتنظيم تخصصاتها بشكل أفضل وجمع شمل هذه الجامعة المتناثرة في أكثر من مبنى وأكثر من موقع في مدنية الخليل وجعلها حرماً جامعياً واحداً بحيث توفر لطلابها وموظفيها جواً جامعياً مميزاً وراحة نفسية وظروف دراسية راقية تتلائم مع مكانة الجامعة وتخصصاتها المميزة .

ولأن إداره جامعة بوليتكنك فلسطين إداره مميزه ورائده عمدت لمتابعة طلابها بأن تكون بينهم وقريبة منهم فكانت الخطط المرسومه لمباني الجامعه المقترحة تشمل مبنى مستقل خاص في إدارة الجامعه وبجميع المستويات الإداريه وكان هذا المبنى يتوسط مباني الجامعه ومرافقها المتعدده والتي تضم جميع تخصصات الجامعه المختلفة فكان هذا المبنى بهذا الموقع معبرا عن مدى إهتمام الجامعه بطلابها و رغبتها في أن تكون بين طلابها ومتواصله معهم وتعيش معهم وبينهم في نفس الظرو،ولأن الجامعه تثق بطلابها و بمستواهم التعليمي وبقدرتهم على التعامل مع المجتمع وحاجاته ومتطلباته عمدت لأ ن يكون مصممو مبانيها من البدايه وحتى النهايه من طلبتها فكانت مخططات هذه المباني من تصميم طلاب الهندسه المعماريه وكذلك التصميم الانشائي من نصيب طلاب هندسه المباني الذين أخذو على عاتقهم أن يقدموشيئاً يسيراً من حق الجامعه عليهم.

١.٢ مشكله البحث :

تكمن مشكلة هذا البحث في التصميم الإنشائي لمبنى ادارة جامعة بوليتكنك فلسطين والمراد بناؤه على أراضي مدينة حلحول. حيث سيتم التصميم الإنشائي لأحد التصاميم المعمارية المقترحة للمبنى والذي تم تصميمه معماريا من قبل الطالب أحمد عودة – احد طلاب الهندسة المعمارية في الجامعة- بإشراف الدكتور غسان الدويك.

١.٣ الهدف من المشروع :

يهدف هذا المشروع إلى ما يلي :

- تطبيق المفاهيم و المبادىء الهندسية التي تمت دراستها في المساقات المختلفة من خلال هذا المشروع.
- تحديد الأحمال التي يتعرض لها هذا المنشأ وبيان أثر كل نوع من الأحمال.
- تحليل وتصميم جميع العناصر الإنشائية وبيان تأثير كل عنصر من العناصر على الآخر.
- مقارنة التطابق بين التحليل والتصميم اليدوي و بين استخدام البرامج .
- إعداد المخططات الإنشائية التنفيذية التفصيلية.

ولتحقيق هذه الأهداف، تم اختيارمبنى ادارة جامعة بوليتكنك فلسطين المقترح بناؤه في مدينة حلحول لتصميمه انشائيا و إعداد كافة المخططات التفصيلية في نهاية المشروع.

١.٤ أسباب اختيار المشروع:

من خلال التعرف على العديد من المخططات المعمارية لمشاريع مختلفة من مجمعات تجارية ومجمعات سكنية ومباني اداريه وغيرها من كليات ومباني عامة تم اختيار هذا المشروع لأسباب عدة من أهمها:

- مساهمة طلاب جامعة البوليتكنك في تطوير الحرم الجامعي والنهوض بها إلى المستقبل الواعد. حيث أردنا أن نستكمل المشروع الخاص بالتصميم المعماري وتصميم المبنى إنشائيا ليكون دليلا على مستوى طلبة الجامعة و ثقة الادارة بطلابها.
- وجود العديد من المظاهر الجمالية مثل البروزات والتراجعات و الميول في المبنى والتي تحتاج إلى حلول إنشائية.
- تنوع العناصر الإنشائية في المبنى واحتوائه على الأشكال الهندسية المميزة المتمثلة في الشكل الهرمي و البروز المتدرج عبر طوابق المبنى.
- فكرة المبنى المتمثلة في الجزء الهرمي الذي يعبر عن التدرج الاداري في الجامعة.

١.٤ خطاق المشروع:

يحتوي هذا المشروع على:

- الفصل الأول : يتضمن مقدمة عامة عن المشروع .
- الفصل الثاني : يتضمن الوصف المعماري للمشروع.
- الفصل الثالث : يتضمن الوصف الانشائي للمشروع.
- الفصل الرابع : يتضمن تحليل وتصميم العناصر الإنشائية
- الفصل الخامس : النتائج و التوصيات.
- الفصل السادس : المخططات المعمارية و الإنشائية.

١.٦ موقع المشروع:

تم اقتراح المشروع ليكون على قطعة أرض ضمن أراضي مدينة حلحول في منطقة " تل بعبز" شرق المدينة، وتبلغ مساحة قطعة الأرض حوالي 93 دونم، حيث يقع جزء من هذه القطعة على هضبة جبلية مرتفعة ومستوية بشكل نسبي، والجزء الآخر يميل على سفح جبل بالاتجاه الشرقي الشمالي لترتفع من جديد على سفح الجبل المقابل للهضبة وصولا إلى خزان مياه مدينة حلحول.

يتم الوصول إلى الحرم الجامعي المستقبلي من منطقة (الكمب) الواقعة في بداية مدينة حلحول من جهة الخليل بحيث تبعد مسافة لا تزيد عن كيلو مترين عن منطقة (الكمب)، ويحد قطعة الأرض من الجهة الغربية منطقة أحراش وارض شجرية، ومن الشرق خزان مياه مدينة حلحول وارض جرداء، ومن الجنوب شارع عام يصل بين مدينة حلحول والطريق الإقليمي الذي يربط مدينة الخليل بالمدن الأخرى، ويحدها من الجهة الشمالية أراضي زراعية مشجرة، ويطل الموقع على منطقة (النبي يونس) الواقعة ضمن مدينة حلحول، ويطل الموقع أيضا على منطقة (الرامة) الفاصلة بين مدينة حلحول ومدينة الخليل، ويمر خلال قطعة الأرض طريق عام يوصل إلى منطقة (النبي يونس) ضمن مدينة حلحول

١.٧ مراحل المشروع:

يمكن تلخيص مراحل إعداد المشروع بالنقاط التالية:

١. دراسة المخططات المعمارية للمشروع.
٢. دراسة تحليلية لهذا المنشأ يتم فيه تحديد الأحمال جميعها وتحديد النظام الانشائي والعناصر الإنشائية المختلفة و من ثم تحديد الأحمال .
٣. التصميم الإنشائي الكامل لهذه العناصر.
٤. إعداد المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي يحتويها المبنى.

١.٨ التوقيت الزمني للمشروع :

- بداية تم إعطاءنا التعليمات الخاصة بوقت بداية ونهاية تسليم المشروع من اختيار المشروع المناسب ، وتحضير المخططات ، والتسليم النهائي .
- بالنسبة للجدول الزمني الذي سوف نتبعه في المشروع هو كالتالي:

جدول(١- ١) الجدول الزمني لاعداد المشروع

الرقم	النشاط	فترة النشاط (بالأسابيع)													
		٢	٤	٦	٨	١٠	١٢	١٤	١٦	١٨	٢٠	٢٢	٢٤	٢٦	٢٨
١	دراسة المخططات المعمارية														
٢	دراسة تحليلية للمنشأ														
٣	التصميم الإنشائي الكامل للعناصر														
٤	إعداد المخططات الإنشائية														
٥	كتابة التقرير النهائي														

بسم الله الرحمن الرحيم

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

٢

٢.١ مقدمة.

٢.٢ موقع المشروع.

٢.٣ فكرة المشروع.

٢.٤ عناصر المشروع.

2.4.1 الموقع العام

٢.٤.٢ البناء الهرمي

٢.٤.٣ محتوى المبنى حسب الأدوار

٢.٤.٣.١ محتوى الطابق الأرضي

٢.٤.٣.٢ محتوى الطابق الأول

٢.٤.٣.٣ محتوى الطابق الثاني

٢.٤.٣.٤ محتوى الطابق الثالث

٢.٤.٤ الواجهات

٢.١ مقدمة :

إن الوصف المعماري لأي مبنى حاجه ماسة لنجاحه إذ يساعد في فهم وتحليل كافة الوظائف والفعاليات والحركات داخل المبنى حسب اختلاف نوعه والحاجة التي أنشأ من أجلها. ومن أهم ميزات المباني الخدماتيه كثرة عدد المستخدمين من موظفين و مراجعين، الأمر الذي يتطلب عناية أكبر في تسهيل الحركة واتساع الممرات ومراعاة توزيع الحركة بشكل يحقق الراحة وسرعة الوصول للمستخدمين، و من الميزات كذلك وجود قاعات متعددة الأغراض والمدرجات والمخازن التي تكون بمساحات كبيرة نسبيا وبدون أعمدة داخلية، وهي بحاجة لإضاءة وتهوية بقدر أكبر مما تحتاجه الغرف في المباني السكنية.

لأداء أي عمل لا بد أن يتم بمراحل عدة حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، وكذلك لإقامة أي بناء لا بد أن يتم تصميمه من ناحيتين (الناحية المعمارية و الناحية الإنشائية)، ويبدأ ذلك بالتصميم المعماري الذي يحدد شكل المنشأ، ويأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة، إذ يجري التوزيع الأولي لمرافقه بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة، ويتم في هذه العملية دراسة الإنارة والعزل والتهوية والتنقل والحركة وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

وبعد الإنتهاء من عملية التصميم المعماري تبدأ عملية التصميم الإنشائي والتي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها، وذلك اعتمادا على الأحمال المختلفة التي تتعرض لها هذه العناصر التي تقوم بدورها بنقل الاحمال على الأسلس التي تنقل الحمل بشكل كامل إلى التربة.

٢.٢ موقع المشروع :

تقع قطعة الأرض التي سيقام عليها الحرم الجامعي والذي يشمل مبنى الإدارة في بداية مدينة حلحول من جهة مدينة الخليل حيث يتم الوصول إليها من منطقة الكعب الواقعة في مدخل مدينة حلحول بحيث تبعد مسافة لا تزيد عن كيلومترين عن منطقة (الكعب)، ويحد قطعة الأرض من الجهة الغربية منطقة أحراش، ومن الشرق خزان مياه مدينة حلحول وأرض جرداء، ومن الجنوب شارع عام يصل بين مدينة حلحول والطريق الإقليمي الذي يربط مدينة الخليل بالمدن الأخرى، ويحدها من الجهة الشمالية أراضي زراعية مشجرة، ويطل الموقع على منطقة (النبي يونس) الواقعة ضمن مدينة حلحول، ويطل الموقع أيضا على منطقة (الرامة) الفاصلة بين مدينة حلحول ومدينة الخليل، ويمر خلال قطعة الأرض طريق عام يوصل إلى منطقة (النبي يونس) ضمن مدينة حلحول.

٢.٣ فكرة المشروع :

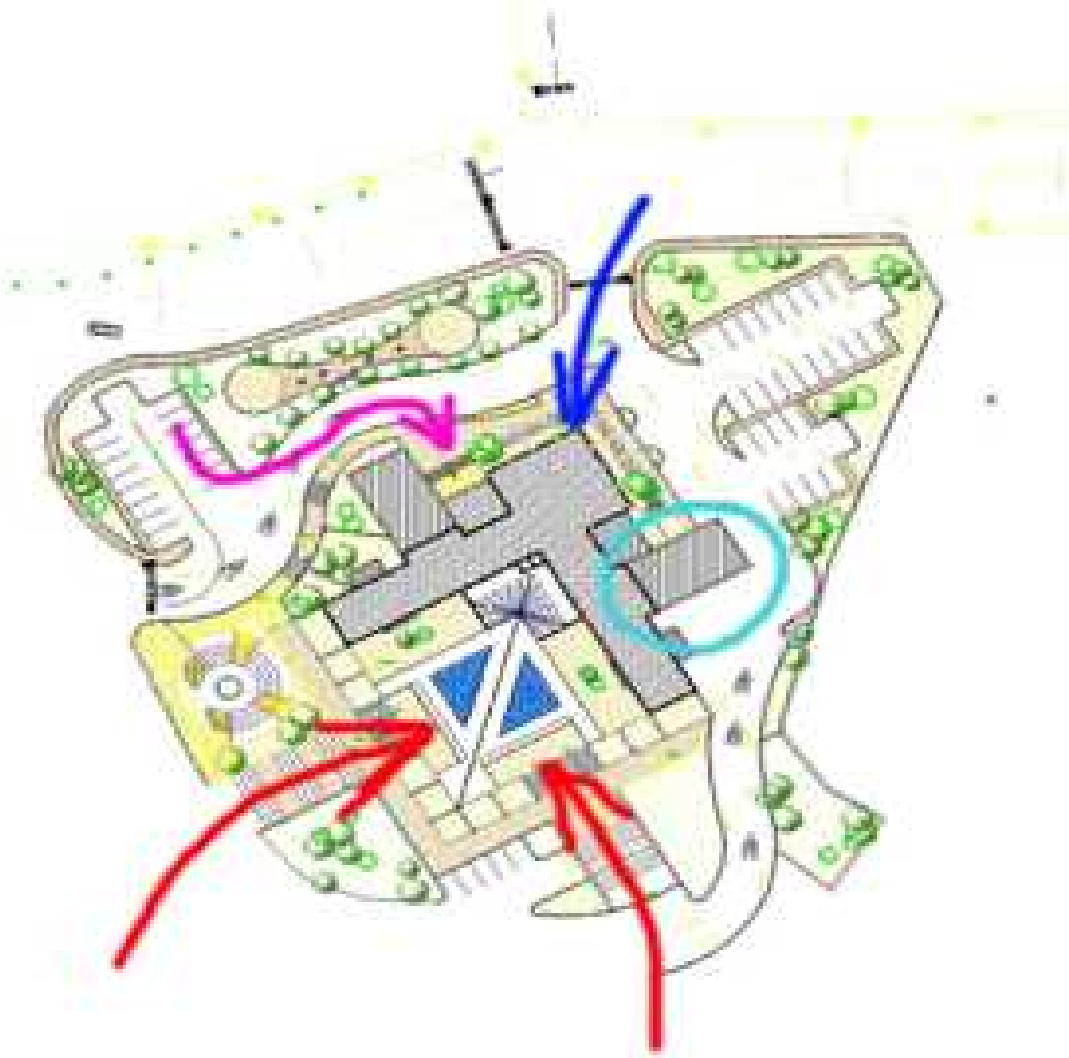
تكمن فكرة المشروع في عملية ربط المبنى الإداري وما يحتاجة هذا النوع من المباني من قوة يجب أن تظهر في جميع نواحي التصميم وربط المبنى بطبوغرافية الأرض بحيث ظهر استخدام المصمم للغة الكتل والتي تتصل مع بعضها البعض بزوايا أغلبها قوائم للدلالة على الجدية المطلقة بالإضافة إلى الرهبة والإتزان. بالإضافة إلى استخدام الشكل الهرمي والذي يعتبر من أقوى الأشكال التي تدل على الإتزان كونه يبدأ بقاعدة كبيرة وينتهي في نقطة ليدل بذلك على التسلسل الإداري الموجود في الجامعة وليشكل في الوقت نفسة امتداد لطبوغرافية الموقع التي توحي بالقوة.

تتلخص فكرة المشروع في رغبة المصمم في أن يعكس مبنى الإدارة تاريخ وحضارة الأمة فكانت كتلة بسيطة (مربعات) بحيث قام المصمم بإضافة بعض الكتل وتفريغ بعض الكتل، بهدف الحصول على شبه الفناء (محاط بالمباني من ثلاثة جهات) وهو عنصر موجود في المباني التاريخية الإسلامية وقد جاء هنا بهدف توفير الإضاءة والمنظر الحسن لرواد هذا المبنى.

٢.٤ عناصر المشروع :

يتكون البناء من أربعة طوابق من ضمنها الطابق الأرضي والشكل الهرمي، يمكن تفصيلها على النحو التالي:

٢.٤.١ الموقع العام:



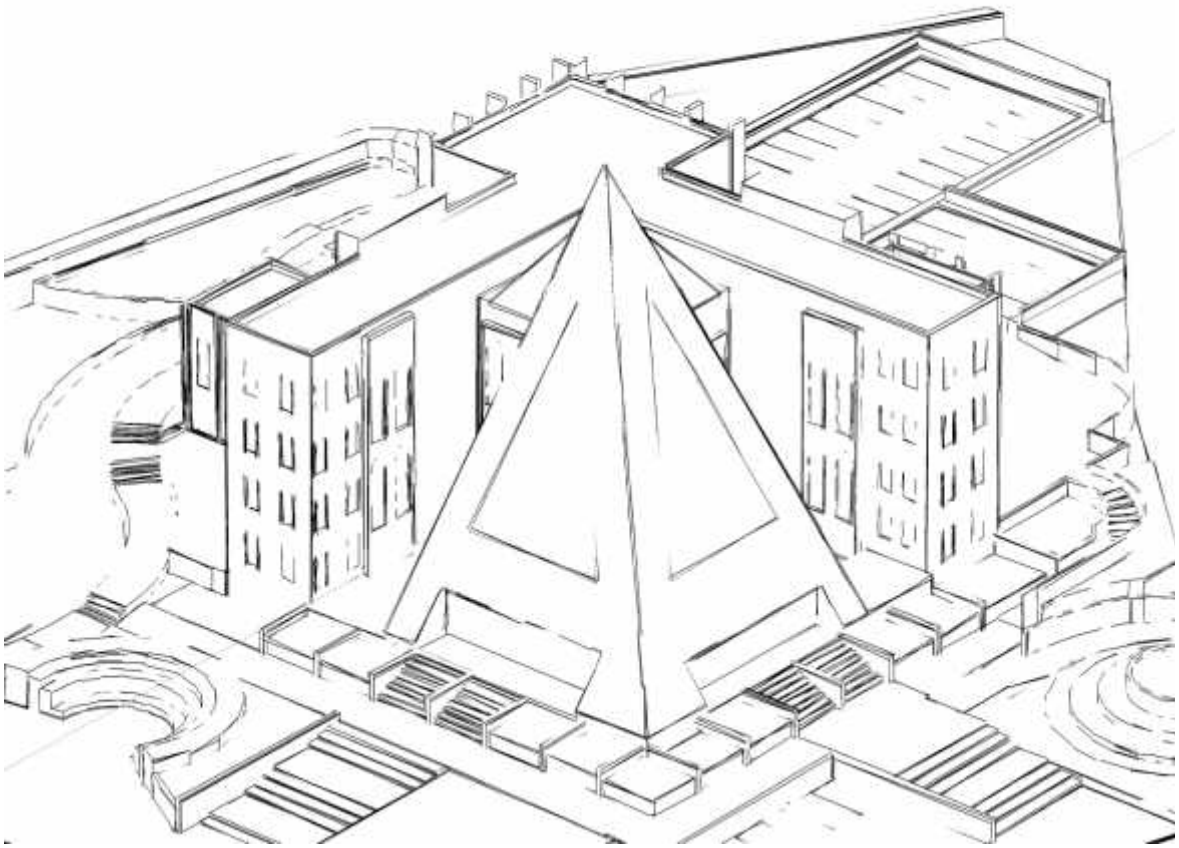
للشكل(٢-١) الموقع العام.

ويظهر فيه ما يلي :

- **اللون الأحمر** : مداخل الطلاب الى قاعة التسجيل في الطابق الارضي وقد تم اختيار المداخل بحيث يتم فيه مراعاة بقية مباني الجامعة ومراعاة سهولة الوصول إليها.
- **اللون الأزرق: مدخل الإداريين** والموظفين من الطابق الأول وملاحظة طريقة **الدخول من المدخل الجنوبي وبُعد حركة الإداريين** عن الطلاب في قاعة التسجيل.
- **اللون البنفسجي**: يبين مواقف السيارات للضيوف والممر **إلى القاعة متعددة الأغراض وعدم حدوث** تضارب بين حركة كل من الطلاب **والإداريين** والضيوف وذلك لتجنب **إدخال** الضيوف **إلى المبنى قبل** دخولهم **إلى القاعة متعددة الأغراض.**
- **اللون الأزرق الفاتح: والذي** يبين المخازن وممر الخدمة لهذه المخازن وبعده **عن** الطلاب والإداريين.
- وكذلك يظهر في الموقع العام ممر الحركة والذي يحيط المبنى بشكل كامل للمساعدة في الحالات الطارئة من صيانة، حريق واسعاف.
- **والبناء على مساحة لا تتجاوز ٣٥ % من مساحة الأرض** بحيث تتوفر مواقف سيارات بأعداد كافية وتوفير مساحات خضراء وذلك **لإضفاء** الجو المناسب لرواد هذا المبنى واحترام العاملين داخله **بتوفير** مناظر جميلة لهم ليعمل هذا كله على زيادة الإنتاجية وتوفير الراحة النفسية.

2.4.2 البناء الهرمي:

من المعروف أن أي كتلة تبدأ قاعدتها بمساحة أكبر من مساحة القمة فإن هذا الشكل يوحي للناظر **بنوع من الثبات والإستقرار وأن** الكتلة موجودة في مكانها الصحيح وكأن المبنى خارج من باطن الأرض وهذا ما **أراد المصمم أن** يوصله من خلال هذا التصميم بحيث أوحت هذه الكتلة بالديمومة بالاضافة الى الثبات **والاستقرار ، خاصة وان** بقية اجزاء المبنى تعمل على احتضان هذه الكتلة لتزيدها قوة وجمال .



للشكل(2-2) البناء الهرمي.

٢.٤.٣ محتويات المبني حسب الأدوار:

٢.٤.٣.١ محتوى الطابق الأرضي:

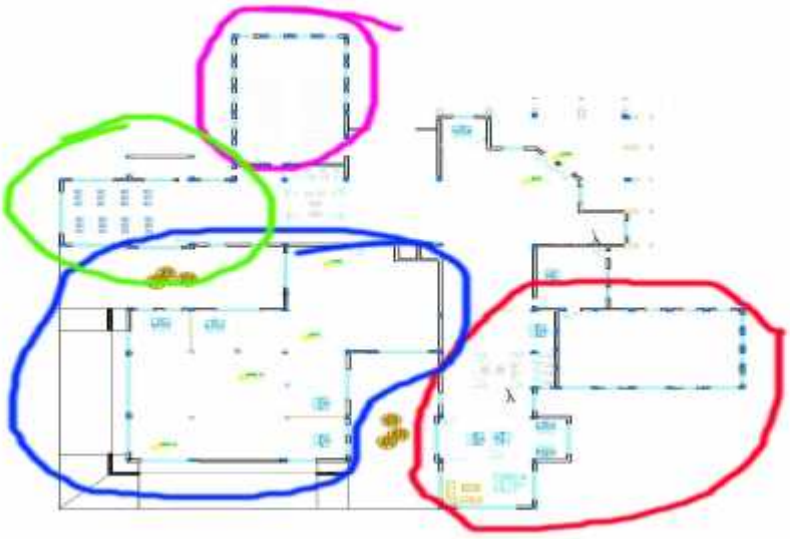
تم وضع قاعة التسجيل في هذا الجزء بالتحديد لقربه **من باقي مباني الجامعة** ويظهر بشكل واضح كيفية فصل هذا الجزء من المبنى كونه **الجزء الاكثر تعاملا مع الطلاب** .**وتم وضع مكاتب** الموظفين من دائرة المالية في هذا

الجزء وتصميم القاعة بحيث يمكن تغيير شكل التصميم الداخلي عند تحول عملية التسجيل بواسطة الحاسوب الالي.وتم توفير عدد من الاراشيف المطلوبة وهي ٣ اراشيف.

ومساحات هذا الطابق كما يلي:

- قاعة التسجيل بالاضافة الى مكاتب الموظفين (المساحة٣٢٥متر مربع).
- ارشيف تابع للتسجيل(المساحة=٥٧متر مربع).
- موظف الارشيف (المساحة=٤٠متر مربع).
- ارشيف (٢*(٩٥))متر مربع).
- وحدات صحية للطلاب والطالبات(المساحة=٢*٣٧متر مربع).
- المساحة الاجمالية لهذا الدور٧٩٥.٢متر مربع.

٢.٤.٣.٢ محتوى الطابق الأول:



الشكل(3-2) فعاليات الطابق الأول

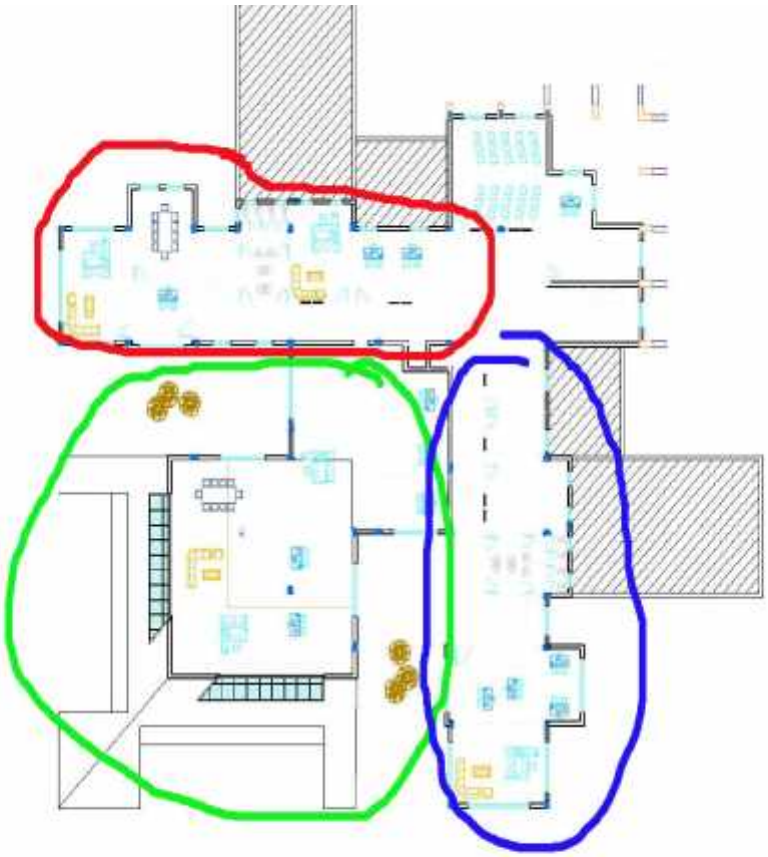
ويظهر فيه ما يلي :

اللون الاحمر: يظهر فيه **المخازن** بالاضافه **إلى المكاتب** المرتبطة بمدير المبيعات والمشتريات .
اللون الازرق: الذي يظهر فيه مدير التسجيل ومجموعة من مكاتب الموظفين لدائرة التسجيل.
اللون الاخضر: وهي عبارة عن قاعة محاضرات مرتبطه بدائرة التعليم المستمر **وتم** وضعها في هذا الطابق لقربها **من المدخل.**
اللون البنفسجي: والذي يظهر القاعة متعددة الاغراض وتوفير بهو لهذه القاعة لتجمع الضيوف وكذلك ملاحظة وجود مدخل خاص لهذه القاعة وامكانية دخول الاداريين **والموظفين** لهذه القاعه **من داخل المبنى** .

ومساحات هذه الفعاليات كما يلي:

- بهو المدخل بالاضافه **الى الاستعلامات والامن** (**المساحة** = ١٢٠**متر مربع**).
- **قسم** مدير التسجيل**؛** غرفة مدير التسجيل**، مكان للجلوس،غرفة اجتماعات**،سكرتاريا) (**المساحة** = ١٦٢**متر مربع**).
- ثلاثة **مستودعات** (**المساحة** = ١٤٥**متر مربع**).
- قاعة متعددة الاغراض **بالاضافة الى مخزن** (**المساحة** = ١٦٢ **متر مربع**).
- قاعة **محاضرات** (**المساحة** =٨٠**متر مربع**)
- قسم دائرة المبيعات والمشتريات ؛نائب الرئيس (مدير المبيعات) ،موظفين ،سكرتاريا (**المساحة** = ١٤٢**متر مربع**).
- وحدات صحية للذكور **والاناث** (**المساحة** = ٥٦**متر مربع**).
- المساحة الاجمالية = ١٥٥٦.٧**متر مربع**

٢.٤.٣.٣ محتوى الطابق الثاني:



الشكل(4-2) فعاليات الطابق الثاني

يحتوي هذا الطابق على:

اللون الأخضر: دائرة التعليم المستمر.

اللون الأحمر: الدائرة المالية.

اللون الأزرق: دائرة الموارد البشرية.

وقد كانت المساحات لهذه الفعاليات كما يلي:

- دائرة التعليم المستمر و تشمل الفعاليات التالية: مدير، جلوس ،اجتماعات ،سكرتاريا ، انتظار، موظفين (المساحة =٣٥١ مترمربع).
- دائرة المالية وتشمل: مدير، إجتماعات، سكرتاريا، أمين صندوق، محاسبين (المساحة = ١٦٥ متر مربع).
- دائرة الموارد البشرية وتشمل: مدير، موظفين، استقبال (المساحة = 453 متر مربع).
- قاعة عرض (المساحة = ٥٤ متر مربع).
- الديوان (المساحة =٣٧ متر مربع).
- وحدات صحية للذكور والإناث (المساحة = ٥٦ متر مربع).
- المساحة الإجمالية = ١١١٦.٣ متر مربع.

٢.٤.٣.٤ **محتوى الطابق الثالث** :

ويظهر فيه ما يلي :

اللون الأحمر: دائرة العلاقات العامة.

اللون الأزرق: رئاسة الجامعة.

اللون الأخضر: دائرة التخطيط والتطوير.

الشكل(5-2) فعاليات الطابق الثالث

و مساحات هذا الطابق كما يلي:

- **رئاسة الجامعة**: رئيس الجامعة، **إنتظار**، سكرتاريا، **موظفين**، **إجتماعات**، **جلوس**، **لستقبل** (**المساحة** = ٢٣٦ متر مربع)
- دائرة التخطيط والتطوير **وتشمل**: مدير، **إجتماعات**، سكرتاريا، موظفين (**المساحة** = ١٦٧ **متر مربع**)
- **دائرة االعلاقات العامة**: مدير العلاقات **العامة**، سكرتاريا، **إنتظار**، موظفين (**المساحة** = ١٧٠ **متر مربع**).

- غرفة اجتماعات كبيرة: (المساحة = ٣٦ متر مربع).
- قاعة عرض (المساحة = ٦٥ متر مربع).
- وحدات صحية للذكور والإناث (المساحة = ٥٦ متر مربع).
- المساحة الإجمالية = 730 متر مربع.

٢.٤.٤ الواجهات:

يظهر من خلال التصميم المعماري للواجهات أن الطراز الحديث و التكنولوجيا الحديثة مستخدمة بشكل كبير و ذلك من خلال استخدام حجر الرخام في البناء و الكتل الزجاجية الكبيرة المكونة من الألمنيوم و**الزجاج المعالج لمثل** هذا الإستخدام.

أما الفتحة الزجاجية التي تعلو المبنى فهي تزود كامل المبنى بإنارة طبيعية بحيث تمنع دخول **أشعة الشمس الضارة بالإضافة إلى أنها** تضفي للمبنى رونق جمالي **كما في الشكل.**

الشكل(6-2) منظور ثلاثي الأبعاد للمبنى

الفصل الثالث

٣ الوصف الإنشائي للمشروع

3.1 مقدمة

3.2 هدف التصميم الإنشائي

3.3 الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل

٣.٣.١ الأحمال

3.3.2 الأحمال الميتة

3.3.3 الأحمال الحية

3.3.4 الأحمال البيئية

3.4 العناصر الانشائية المستخدمة

3.4.1 القدات

3.4.1.1 القدات المصمتة

3.4.1.2 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد

3.4.1.3 عقدات العصب ذات الإتجاهين

3.4.2 الجسور

3.4.3 الأعمدة

3.4.4 الجدران الحاملة (جدران القص)

3.4.5 فواصل التمدد

3.4.6 الأساسات

3.4.7 الأدراج

3.4.8 الجدران الإستنادية

3.5 برامج الحاسوب المستخدمة

٣.١ مقدمة:

من خلال الوصف المعماري الكامل للمبنى لا بد من تطبيق الأفكار و المقترحات الموجودة في التحليل المعماري في التصميم الإنشائي الذي يتماشى مع المتطلبات المعمارية والقوانين الهندسية إذ يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافه العناصر الإنشائيه بحيث تقاوم كافة الأحمال التي تؤثر عليها و بالتالي يجب وصف كافة هذه العناصر وصفاً دقيقاً يلبي متطلبات الحسابات الهندسية لهذا المشروع بالإضافة للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره .

٣.٢ هدف التصميم الإنشائي :

يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي الى إنتاج منشأ متقن ومتزن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من زلازل، رياح، ثلوج، وهبوط التربة. وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

- الأمان (Safety): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.
- التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
- الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

٣.٣ الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل:

تعتبر الدراسة النظرية جزء رئيسي ومهم يجب القيام به لإتمام عملية التحليل والتصميم، حيث أنه من خلالها يمكن الوصول إلى أفضل ما يكون من عمليات التحليل، لذلك يجب دراسة العناصر الإنشائية بشكل جيد وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المتين والآمن وطريقة العمل المناسبة.

٣.٣.١ الأحمال:

لابد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث إنهيار للمنشاة ومن هذه الأحمال:
الأحمال الميتة، الأحمال الحية، والأحمال البيئية.

3.3.2 الأحمال الميتة:

هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية و التجهيزات الثابتة فهي أحمال تلازم المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والإتجاه.
وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

جدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	المونة والبلاط	٢٢
2	الطمم	١٠
3	الخرسانة	٢٥
4	الطوب	٩
5	القصارة	٢٢
٦	الرمل	١٤

٣.٣.٣ الأحمال الحية :

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة , او استعمالات جزء منها , بما في ذلك الأحمال الموزعة والمركزة، وأحمال القصور الذاتي وهي تشمل :

أوزان الأشخاص مستعملي المنشأ، شرط أن يؤخذ بعين الاعتبار في تقدير هذه الأحمال العامل الديناميكي في حال وجوده.

الأحمال الديناميكية، كالأجهزة التي ينشا عنها اهتزازات تؤثر على المنشأ .

الأحمال الساكنة، والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر، كأثاث البيوت ، والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة الأثاث والأجهزة والمعدات، وتبلغ قيمة هذه الأحمال اعتماداً على نوعية الاستخدام وطبيعة المبنى.

جدول (٣-٢) الأحمال الحية

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	مواقف السيارات	5.0
2	المخازن	5.0
3	الأدراج	4.0
٤	المطاعم	5.0
٥	المكاتب	2.5

٣.٣.٤ الأحمال البيئية:

هي نوع ثالث من الأحمال الهامة التي يجب أخذها بعين الاعتبار عند التصميم، وهذه الأحمال تتمثل في:

١. الرياح:

عبارة عن قوى افقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني التي يزيد ارتفاعها عن ستة أدوار.

وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة **إذا كانت ناتجة عن ضغط** وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن. وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على السرعة وارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة، والعديد من العوامل الأخرى. هذا وتصمم جدران القص اعتماداً **على سرعة** الرياح القصوى بقيمة ($0.4\ kN/m^2$) **إعتماداً على الكود الأردني**.

٢. الثلوج:

هي الأحمال التي يمكن أن يتعرض لها المنشأ بفعل تراكم الثلوج، ويمكن تقييم أحمال الثلوج اعتماداً على الأسس التالية:

- الوزن النوعي للثلج.
- ارتفاع المنشأ عن سطح البحر.
- ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج.

و الجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني.

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

علو المنشأ عن سطح الأرض (H) (بالمتر)	أحمال الثلوج (KN/M^2)
H < 250	0
500 > h > 250	(h-250) /1000
1500 > h > 500	(h-400) / 400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

٣. الزلازل :

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية يتولد عنها عزوم منها عزم الإلتواء وعزم الإقلاب، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التى يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ورجوعا إلى الكود المستخدم.

٣.٤ العناصر الإنشائية:

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاتف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري، ومن أهم هذه العناصر، العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغيرها.

٣.٤.١ العقدات :

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة، دون تعرضها إلى تشوهات.

توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من البلاطات الخرسانية المسلحة ، منها ما يلي :

١. البلاطات المصمتة (Solid Slabs).
٢. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs).

و تقسم البلاطات المفرغة إلى نوعين :

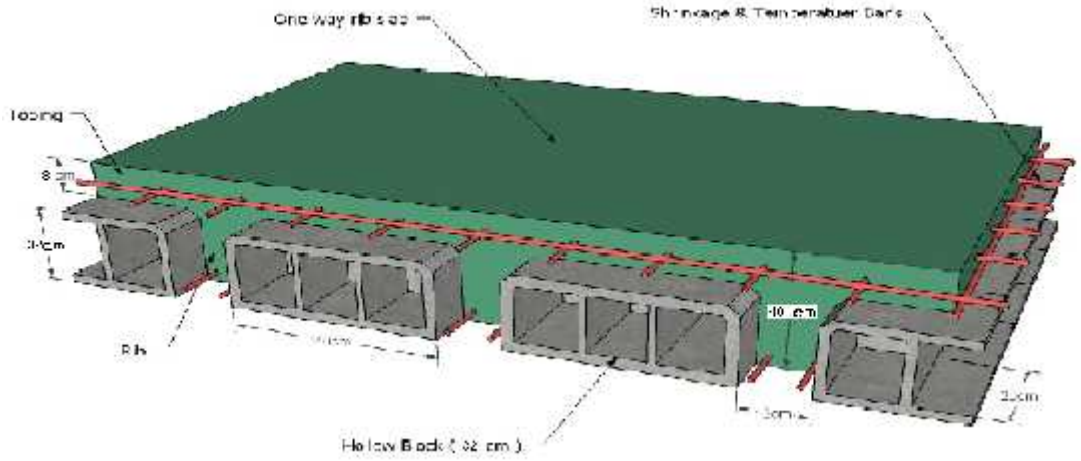
- عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) .
- عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

٣.٤.١.١ العقدات المصمتة (Solid Slabs) :

وينقسم هذا النوع من البلاطات إلى قسمين وهما: بلاطات مصمتة ذات اتجاه واحد، وبلاطات مصمتة ذات اتجاهين وقد تم استخدام النوع الأول من هذه البلاطات في عقدات بيت الدرج.

٣.٤.١.٢ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

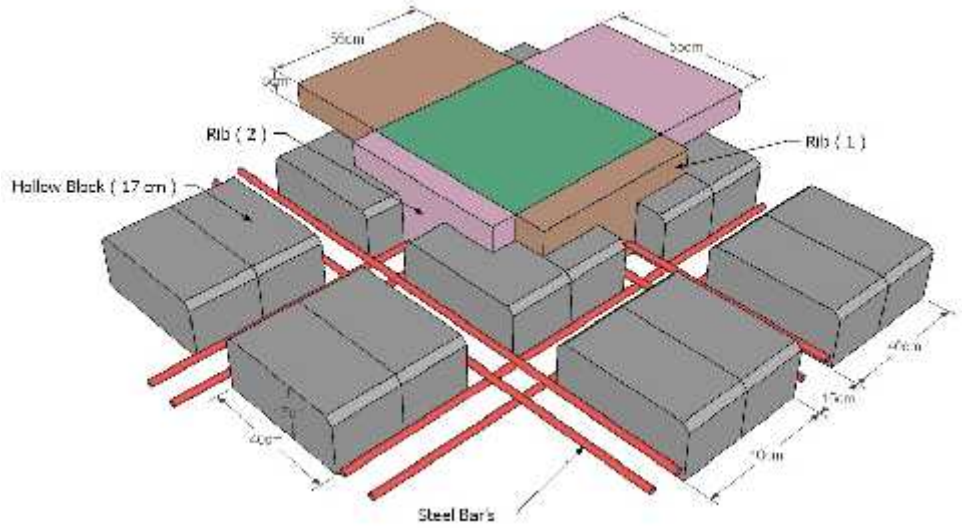
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحة بدون جسور ساقطة ،ويستخدم لبحور بين الأعمدة من ٥م إلى ٧ م وقد تم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع فيما عدا ما ذكر سابقاً لخفة وزنها و فعاليتها.



الشكل رقم(٣-١): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

٣.٤.١.٣ عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

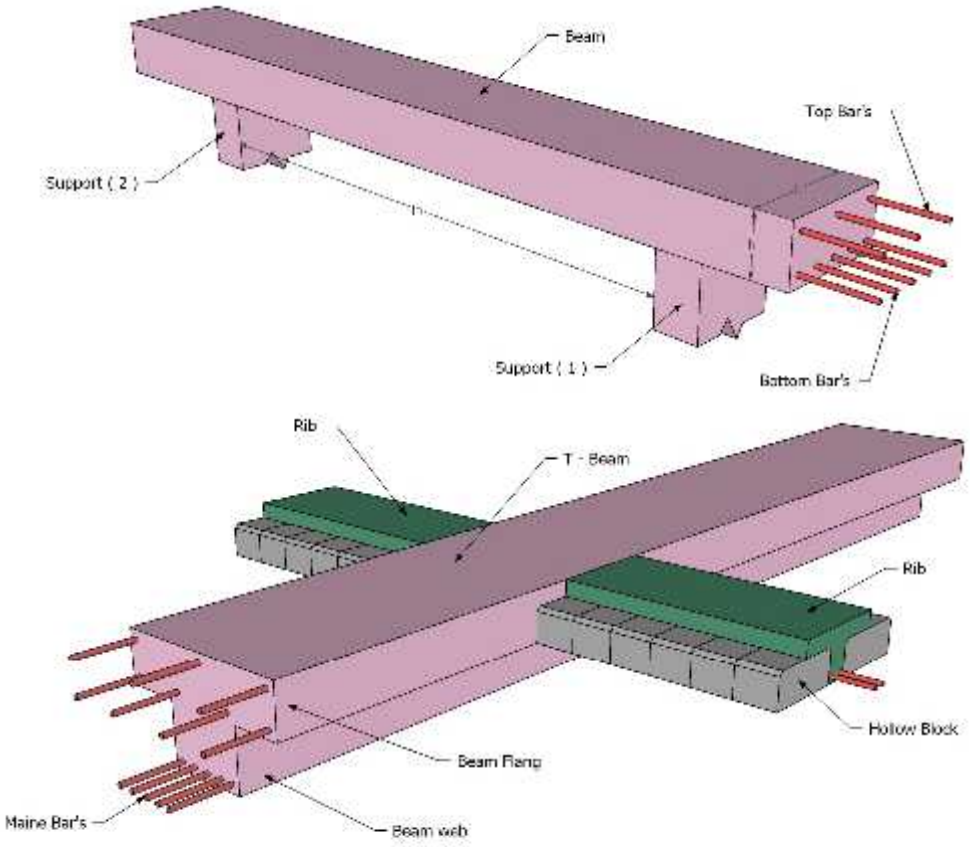
و هذا النوع لم يتم استخدامه في عقدات المبنى المختلفة ، و الشكل التالي يبين العقدات ذات الإتجاهين و تكوينها الانشائي.



الشكل رقم(٣-٢): عقدات العصب ذات الاتجاهين.

٣.٤.٢ الجسور:

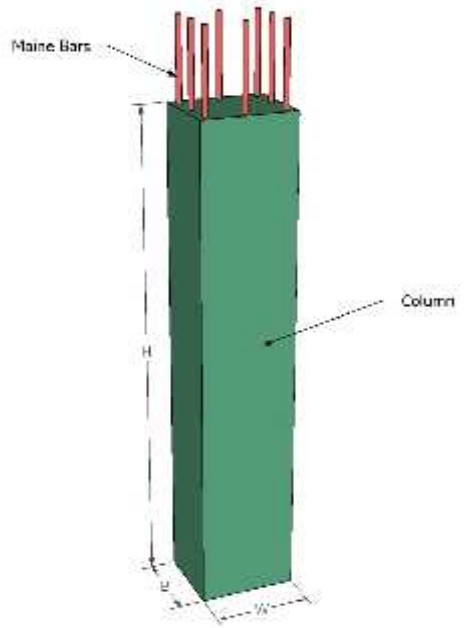
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين، **جسور مسحورة** _ أي مخفية داخل العقدات _ **والجسور المدلاة** "Droped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، ونظرا للمسافات المتباعدة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع ،فضلاً عن الأحمال الكبيرة ،فإن **الجسور التي سوف تستخدم في العقدة** سيكون منها **جسور مدلاة** (Drop beams).**ومن المقرر** تصميم جسور مدلاه تقوم بنقل أحمال الأعصاب الكبيرة إليها.



الشكل (٣-٣) أشكال الجسور المدلاة و المسحورة

٣.٤.٣ الأعمدة:

تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ،وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المنشأ فهي متنوعة من حيث الطول ؛فهناك الأعمدة الطويلة التي قد يصل طول الواحد منها 5.0 م ،بالإضافة إلى الأعمدة القصيرة ،ومن حيث طبيعتها ؛فهناك ما هو من الخرسانة المسلحة وأخرى من الحجر الطبيعي ،ومن حيث الشكل فمنها ما هو دائري وأخرى مستطيلة الشكل ،ويبين الشكل (٣-٤)عدد من مقاطع الأعمدة.

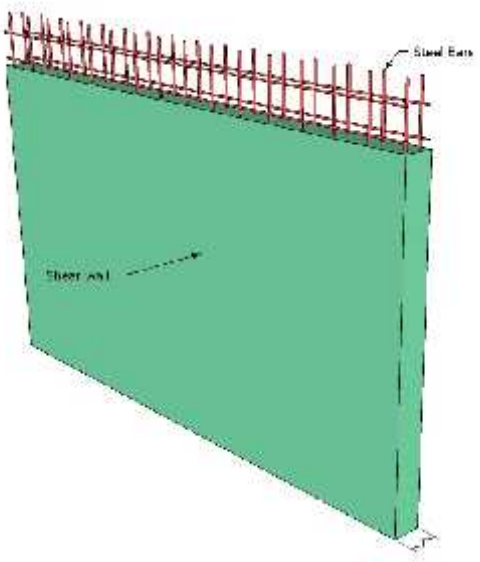


الشكل رقم(٣-٤): أحد أشكال الأعمدة.

٣.٤.٤ الجدران الحاملة (جدران القص):

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسلح بطبقتين

من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى ، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل معظمها كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن .وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وآثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .



الشكل رقم(٣-٥): جدار القص.

٣.٤.٥ فواصل التمدد:

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط. وقد تكون الفواصل للغرضين معاً. وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية. ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها وفقاً لما يلي:

١. ينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها. وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:

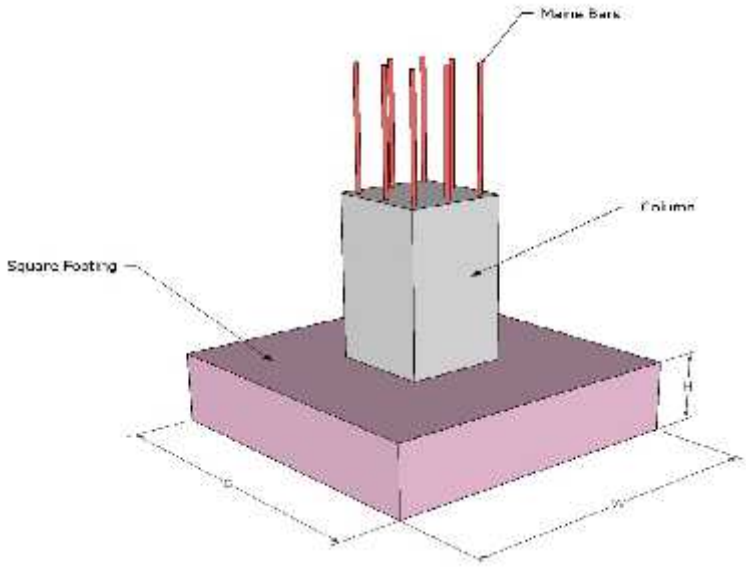
- (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.
- (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.
- (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
- (28m) في المناطق الجافة.

٢. يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (3cm).

وفي مشروعنا لم يتم إستخدام هذه الفواصل لعدم حاجة المبنى لها بسبب ابعاده الافقية الصغيرة نسبيا.

٣.٤.٦ الأساسات:

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



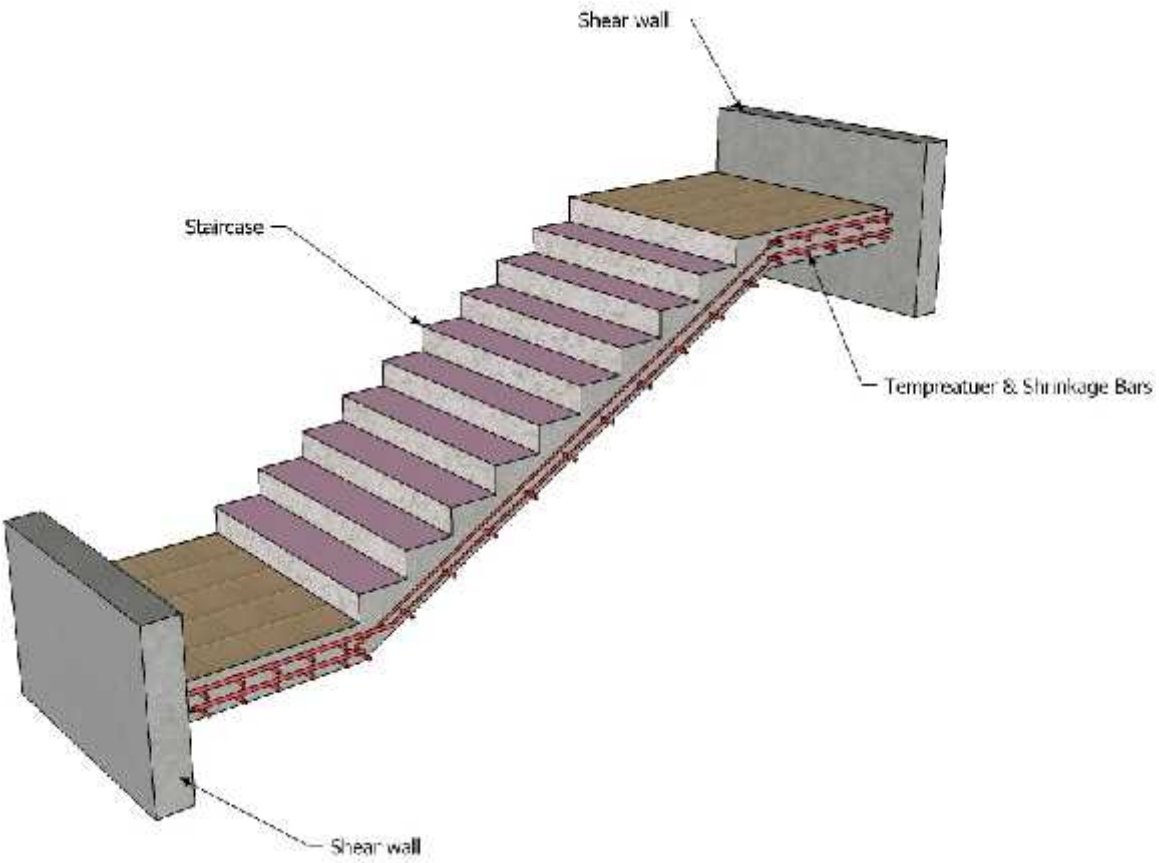
الشكل (٣-٦) :شكل الأساس المفرد

ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات ،وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ،ومن المتوقع لستخدام أساسات من أنواع مختلفة

وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس و نظرا لما يتخذه هيكل هذا المنشأ من شكل متدرج ليتلاءم وطبوغرافية الأرض.

٣.٤.٧ الأدراج:

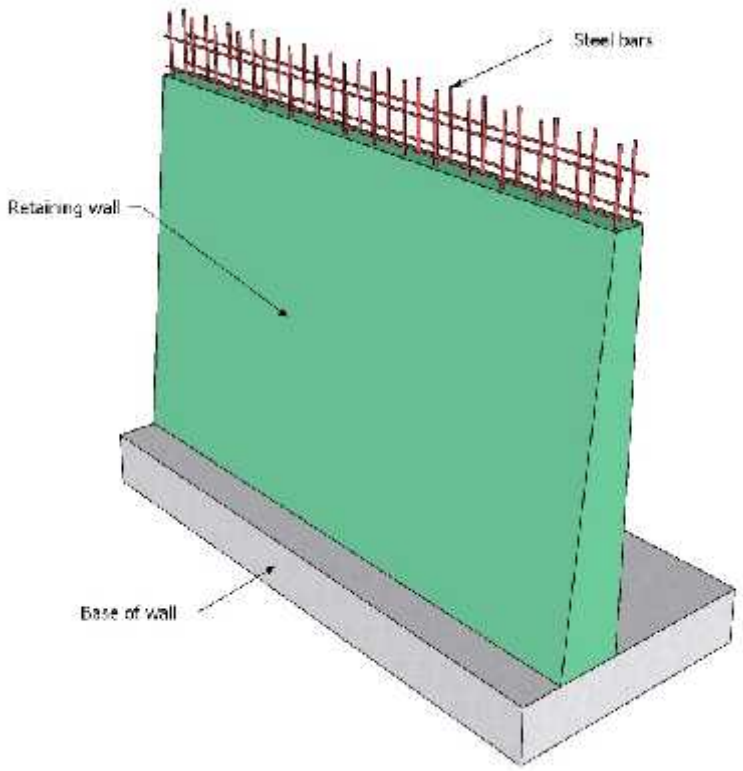
عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسيب، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع. والشكل (٣-٧) يبين شكل الدرج و طريقة تسليحه.



الشكل رقم (٣-٧):شكل الدرج .

٣.٤.٨ الجدران الاستنادية:

بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة أرض المشروع، كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتحمي التربة من الانهيار أو الانزلاق. ويمكن أن تنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة أو العادية أو من الحجر.



الشكل رقم(٣-٨) جدار استنادي.

٣.٥ برامج الحاسوب المستخدمة :

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدمها في هذا المشروع وهي:

١. AUTOCAD2007 : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
٢. Sketch up5: برنامج رسم ثلاثي الأبعاد.
٣. STAAD PRO: وذلك لإجراء التحاليل الإنشائية لبعض العناصر الإنشائية.
٤. ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
٥. Prokon: لتصميم بعض العناصر الإنشائية.
٦. (Office XP) : تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل كتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4

(4.1) Introduction

(4.2) Rib Slab thickness calculation

(4.3) Load calculation

(4.4) Design of topping

(4.5) Design of rib (02)

- (4.5.1) Design for negative moment for rib (02)
- (4.5.2) Design for negative moment for rib (02)
- (4.5.3) Design for shear for rib (R02)

(4.6) Design of beam (B18)

- (4.6.1) Load calculation
- (4.6.2) Design of negative moment
- (4.6.3) Design of positive moment
- (4.6.4) Design of shear

4.1 Introduction

In this chapter, we will show the procedure for designing the several structural members of our project, so we will Discuses the steps that we followed to design the Ribs, and beams.

So, this chapter will contain a sample calculation related to one of the preceding members contained in this project.

All of these members will be designed according to (ACI – code-318 02).

4.2 Slab Thickness Calculation

There are two main types of loads acting on the structure:-

1- Dead loads: - which will be determined by the weight calculations based on its density.

2- Live load: And its value will be taken from the American code.

The thickness of the slab will be determined according to (ACI – Code -318).

So, according to this code, the minimum thickness of the slab of non- pre-stressed beams or one way slabs is calculated as follows :-

We will take the most length span available in our project:

h_{min} = Ln / 21 = 2.97/21=0.14m=14cm

h_{min} = Ln /18.5 =7.34/18.5=0.397m=39.7cm …….Control

h_{min} = Ln /16 =4.67/16=0.292m=29.2cm

4.3 Load Calculation:

Calculation of the total dead load for one way ribbed slab shown in the following table:

Table (4.1): calculation of the total dead load for one way rib

No	Parts of Rib	Calculation	Result	Unit
1.	Rib	0.12*0.32*25	0.96	KN/m
2.	Top Slab	0.08*0.52*25	1.04	KN/m
3.	Plaster	0.03*0.52*22	0.3432	KN/m
4.	Traditional Block	0.4*0.32*9	1.152	KN/m
5.	Sand Fill	0.1*0.52*14	0.728	KN/m
6.	Tile	0.03*0.52*22	0.3432	KN/m
			4.50	KN/m

Nominal Total Dead Load:

$D.L._{total} = 0.96+1.04+0.3432+1.152+0.728+0.3432 = 4.5$ KN/m of rib.

L.L = 5*0.52 = 2.6KN/m.

Factored D.L = 1.2*4.5 = 5.4 KN/m.

Factored L.L = 1.6*2.6 = 4.16 KN/m.

4.4 Design of Topping

The load calculation for the toping is as in the following table:

Table (4.2): calculation of the total dead load for topping

No	Parts of Rib	Calculation	Result	Unit
1.	Topping	0.08*25	2	KN/m^2
2.	Plaster	0.02*22	0.44	KN/m^2
3.	Traditional Block	0.32*9	2.88	KN/m^2
4.	Tiles + Sand	2*1	2	KN/m^2
			7.32	KN/m^2

$$q_u = 1.2 * D.L + 1.6 * L.L$$

$$q_u = 1.2 * 7.32 + 1.6 * 5 = 16.8 KN/m^2$$

For 1m strip

$$q_u = 16.8 * 1 = 16.8 KN/m$$

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$Mu = \frac{q_u * l^2}{12} = \frac{16.8 * 0.4^2}{12} = 0.224 KN.m.$$

$$fc' = 0.8 * 30 = 24 Mpa$$

$$Mn = 0.42\sqrt{fc'} * \frac{bh^2}{6}$$

$$= 0.42\ \sqrt{24} * \frac{1000 * 80^2}{6} = 2.2 KN.m.$$

$$¤ * Mn = 0.55 * 2.2 = 1.21 KN.m.$$

$$¤ * Mn = 1.21 > Mu = 0.224 KN.m.$$

No structural reinforcement is needed. Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$° = 0.0018$

$As = ° * b * h = 0.0018 * 100 * 8 = 1.44 cm^2 / 1m.$

Use 1Φ10/25 cm (4Φ10/1m), with As = 3.14cm^2/1m in both directions.

4.5 Design of Rib(02):

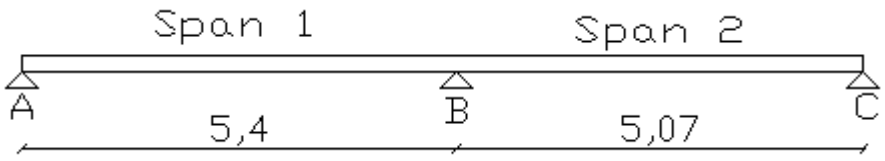


Fig. (4.١) spans length of rib (02).

Loads on the rib:

Factored Live load = 4.16 KN/m

Factored Dead load = 5.4 KN/m

By using ATIR program we get the envelope moment diagram as shown in figure 4.2 below:

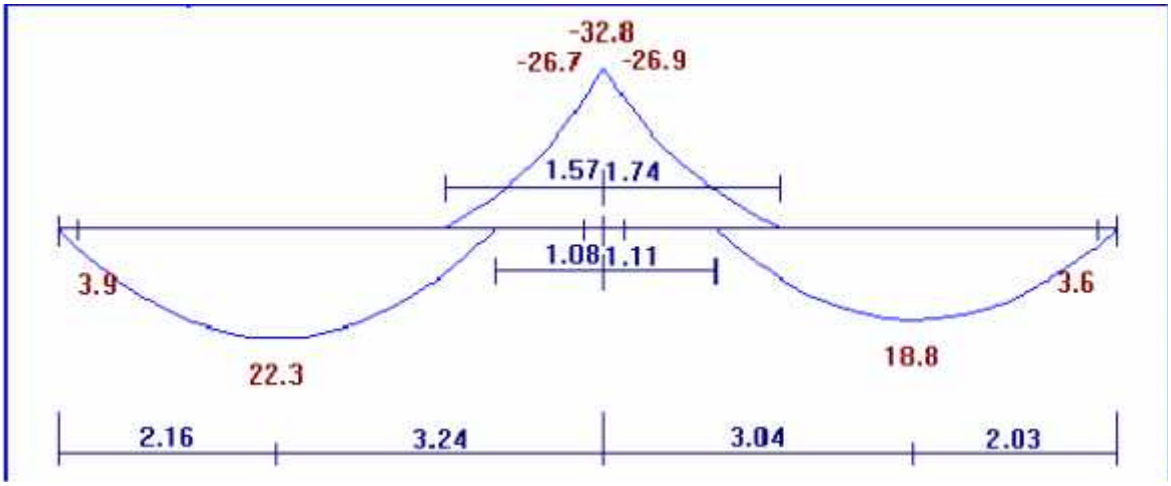


Fig. (4.2) Moment diagram of rib (02) (kN.m).

4-5-1 Design of Negative Moment

Negative Mu max = 26.9 KN.m

d = h - Cover – (d/2) - db (stirrups) = 40 – 3 – (2/2) – 1.0 = 35 cm.

$$Rn_{req} = \frac{Mu}{¤.bd^2} = \frac{26.9\times10^6}{0.9\times120\times350^2} = 2.033MPa.$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{400}{0.85\times24} = 19.6$$

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

$$° = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*19.6*2.033}{400}}\right) = 0.0054$$

$$A_{s\ req} = ° \times b \times d = 0.0054\times12\times35 = 2.27\ \ cm^2$$

Check As_{min}

$$A_{s\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4\ fy} * b * d = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(120)(350) = 1.3cm^2$$

Not less than

$$A_{s\ \min} = \frac{1.4}{fy} * b * d = \frac{1.4}{400}(120)(350) = 1.5cm^2$$

$A_{s\ \min} = 1.5cm^2$ …….. **controls**

$A_{s\ req} = 2.27cm^2 > As_{\min} = 1.5cm^2$

$\therefore$ *select* $A_{s\ req} = 2.27\ cm^2$

$\therefore$ *select* $2¤14$, $As = 3.08\ cm^2 > As_{\ req} = 2.27\ cm^2$ ..... *ok*

Check yielding

$C = T$

$T = A_s \times f_y = 308 \times 400 = 123.2 \quad KN$

$C = 0.85 \times f_c' \times b_E \times a$

$a = \dfrac{C}{0.85 \times f_c' \times b_E} = \dfrac{123.2}{0.85 \times 24 \times 120} = 50.33 mm = 5.03 \quad cm$

$fc' = 24 < 28 \quad .... \quad = 0.85$

$x = \dfrac{a}{} = \dfrac{5.03}{0.85} = 5.92 \quad cm$

$£_s = \dfrac{d - x}{x} \times (0.003) = \dfrac{35 - 5.92}{5.92} \times 0.003 = 0.015$

$\rightarrow 0.015 \geq 0.005 \qquad o.k$

4-5-2 Design of Positive Moment:

Positive Mu max = 22.3 KN.m

Mn= 22.3 / 0.9 =24.78 KN.m

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 = 5 / 4 = 1.25m =125 cm.

b_E = b_w + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 cm

b_E = bw + Lc1/2 +Lc2 /2 =12+20+20 = 52 cm…….. **Control**

b_E = 52 cm.

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

Assume a = t = 8 cm

$C = 0.85 \times f_c' \times t \times b_E = 0.85x24x80x520 = 848.64 KN$

Mn = T or C (d – 0.5 a) = 848.64 (0.35 – 0.5 (0.08)) = 263.1 KN.m

Mn = 263.1 KN.m > Mn = 30.22 KN.m

Then a < t

∴ Design as a rectangular with bE = 52 cm

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{24.78\times10^6}{520\times350^2} = 0.39 \ \ MPa$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*19.6*0.39}{400}}\right) = 0.001$$

$$A_{s\ req} = \rho \times b \times d = 0.001\times52\times35 = 1.82 \ \ cm^2$$

$$A_{s\,\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4\,fy} * b * d = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(120)(350) = 1.3cm^2$$

Not less than

$$A_{s\ \min} = \frac{1.4}{fy} * b * d = \frac{1.4}{400}(120)(300) = 1.5cm^2$$

$A_{s\ \min} = 1.5\,cm^2$ …….. **controls**

$A_{s\ req} = 1.82\,cm^2 > As_{\min} = 1.5cm^2$

∴ *select* $A_{s\ req} = 1.82\ cm^2$

∴ *select* 2 ¤ 14 , $As = 3.08\ cm^2 > As_{req} = 1.82\ cm^2$ ..... *ok*

Check yielding

$$T = A_s \times f_y = 308 \times 400 = 123.2 \quad KN$$

$$C = 0.85 \times f_c' \times b_E \times a$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f_c' \times b_E} = \frac{123.2}{0.85 \times 24 \times 520} = 11.6mm = 1.16 \quad cm$$

$$fc' = 24 < 28 \quad .... \quad = 0.85$$

$$x = \frac{a}{} = \frac{1.16}{0.85} = 1.36 \quad cm$$

$$£_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{35 - 1.36}{1.36} \times 0.003 = 0.074$$

$$\rightarrow 0.074 > 0.005 \qquad o.k$$

4-5-3 Design of shear:

Using Atir software we found that the envelope of shear for this Rib (R1) is as follows:-

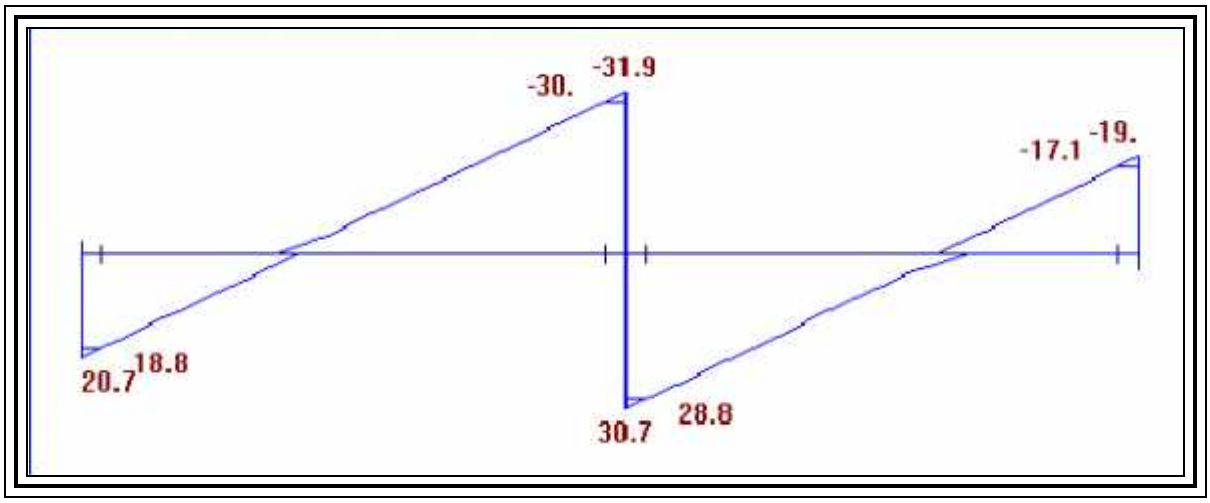


Fig. (4.3)Shear diagram of rib (02) (KN).

Design of shear reinforcement

$Vu_{max} = 30$ KN

$$¤.Vc = ¤\frac{\sqrt{fc'}}{6} * b * d = 0.75\frac{\sqrt{24}}{6} * 120 * 350 = 25.72\ KN$$

$$\min .¤Vs = 0.75 * \frac{1}{3} * b * d = 0.75 * \frac{1}{3} * 120 * 350 = 10.5\ KN$$

Region No. 3

$$¤.Vc \le Vu \le ¤.Vc + \min .¤.Vc$$

$$Vu = 30 > ¤.Vc = 25.72\ KN$$

and

$$¤.Vc + \min ¤.Vs = 25.72 + 10.5 = 35.22\ KN > Vu = 30\ KN$$

>>> Consider the 3rd region to design the shear reinforcement

Assume $2\ leg\ ¤10\ stirups$

$$¤.Vs = Vu - ¤.Vc = 30 - 25.72 = 4.28\ KN$$

- $$Av = 2 * \frac{® * 1^2}{4} = 1.57\ cm^2$$

$$S_{req.} = \frac{0.75 * Av * fy * d}{¤.Vs} = \frac{0.75 * 157 * 400 * 350}{4.28 * 10^3} = 3851\ mm$$

$$S_{req.} = 385.1cm$$

But S must be smaller than d/2

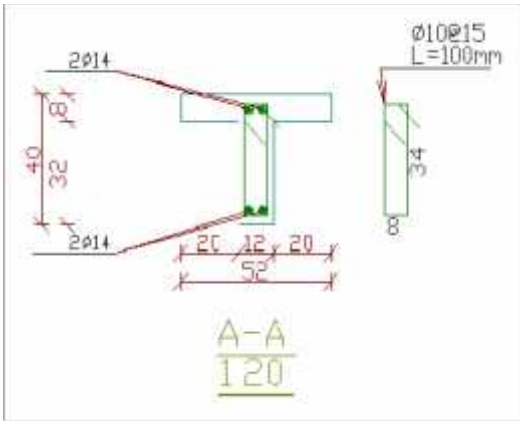
So, Select S = 15 cm = d/2=35/2 = 17.5 cm ….. Ok

Select S = 15 cm

So, use stirrups of Ø10 with 2 legs with S=15 cm

Use stirrups 1Ø10 @ 15 cm.

The section of the rip is shown in the this figure.



4-6 Design of the Beam (B1)

4-6-1 Load Determination

$D.L_{slab} = D.L_{rib} / 0.52$

$= 4.5/0.52 = 8.654 KN/m^2$

$L.L_{slab} = 5\ KN/m^2$

Span 1

Since this beam is an exterior beam the wall on it must be considered as a dead load on this beam

Wall load

Wall dead load = 1/6 * 3.5*0.3*25 = 4.4 KN/m

$D.L_{beam} = D.L_{slab} * (L_1/2)$

$= 8.654 * (4.5/2) = 21.5$ KN/m

Total dead load on this span = 4.4 + 21.5 = 25.9 KN/m

$L.L_{beam} = 5*(4.5/2) = 11.25$ KN/m.

Span 2 and 3

$D.L_{beam} = D.L_{slab} * (L_1/2 + L2/2) * 1.1$

$= 8.654 * (4.5/2 + 4/2) * 1.1 = 40.5$ KN/m

$L.L_{beam} = 5*(2.25+2) * 1.1 = 23.4$ KN/m.

The maximum negative and positive moments on the beam are found on the following figure:

Fig (4-4) : Moment Diagram For beam (B18)

4.6.2 Design of negative moment:

At support B

$$Mu = 312.3KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{312.3}{0.9} = 347KN.m$$

Determination of the beam width

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

$$Rn = \circ * fy * (1 - 0.5 \circ * m)$$

$$Rn = 0.01 * 400 * (1 - 0.5 * 0.01 * 19.6) = 3.608Mpa$$

$$b = \frac{Mn}{Rn * d^2} = \frac{347 * 10^6}{3.608 * 350^2} = 785.1mm = 78.5cm$$

Select b = 80 cm

Check if the section behave as rectangular section or not

$$b_f = 80cm, \quad h = T_f = 40cm$$

$$d = 40 - 3 - 2/2 - 1 = 35cm$$

Assume that $T_f = a$

$$Mn_f = C*(d-\frac{a}{2})$$

$$C = 0.85*fc'*b*a = 0.85*24*800*400 = 6528KN$$

$$Mn_f = 6528*(0.35-\frac{0.4}{2}) = 979.2KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{¤} = \frac{312.3}{0.9} = 347KN.m$$

$$Mn = 347 < Mn_f = 979.2KN.m$$

So, the section behaves as a rectangular.

$$Rn = \frac{347*10^{+6}}{800*(350)^2} = 3.54Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{400}{0.85*24} = 19.6$$

$$° = \frac{1}{m}(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}) = \frac{1}{19.6}(1-\sqrt{1-\frac{2*19.6*3.54}{400}}) = 0.0098$$

$$As_{req} = ° *b*d = 0.0098*80*35 = 27.44cm^2$$

Check As_{min}

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4\,fy} * b * d = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(800)(350) = 8.57\,cm^2$$

Not less than

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{fy} * b * d = \frac{1.4}{400}(800)(350) = 9.8cm^2$$

$$A_{s\ min} = 9.8cm^2 \text{ …….. } \textbf{controls}$$

$$A_{s\ req} = 27.44cm^2 > As_{min} = 9.8cm^2$$

$$\therefore \quad select \quad A_{s\ req} = 27.44\ cm^2$$

Use Φ 20

Required number of bars $= \frac{27.44}{3.14} = 8.74$

Select $9¤20$

$A_s\ provided = 9*3.14 = 28.26cm^2 > As_{req} = 27.44cm^2 .....OK$

Check for yielding in bottom

Tension = Compression**:**

$A_s * fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$

$2826 * 400 = 0.85 * 24 * 800 * a$

$a = 69.26mm$

$x = \frac{a}{_1} = \frac{69.26}{0.85} = 81.5mm$

$£_s = \frac{350 - 81.5}{81.5} * 0.003 = 0.0098$

$£_s = 0.0098 > 0.005 \longrightarrow ok$

Negative moment At support C

$Mu = 162KN.m$

$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{162}{0.9} = 180KN.m$

$Rn = \frac{180*10^{+6}}{800*(350)^2} = 1.84Mpa$

$m = \frac{fy}{0.85 * fc^{'}} = \frac{400}{0.85*24} = 19.6$

$° = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}) = \frac{1}{19.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*19.6*1.84}{400}}) = 0.0048$

$As_{req} = ° * b * d = 0.0048 * 80 * 35 = 13.44cm^2$

Check As_{min}

$$A_{s\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4\ fy} * b * d = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(800)(350) = 8.57\ cm^2$$

Not less than

$$A_{s\ \min} = \frac{1.4}{fy} * b * d = \frac{1.4}{400}(800)(350) = 9.8 cm^2$$

$$A_{s\ \min} = 9.8 cm^2 \ldots\ldots\ldots \textbf{controls}$$

$$A_{s\ req} = 13.44 cm^2 > As_{\min} = 9.8 cm^2$$

$$\therefore \quad select \quad A_{s\ req} = 13.44\ cm^2$$

Use Φ 20

Required number of bars $= \frac{13.44}{3.14} = 4.28$ bar

Select 5¤20

$A_s provided = 5 * 3.14 = 15.7 cm^2 > As_{req} = 13.44 cm^2 .....OK$

Check for yielding

Tension = Compression**:**

$$A_s * fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$$

$$1570 * 400 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 38.48 mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{38.48}{0.85} = 45.27 mm$$

$$£_s = \frac{350 - 45.27}{45.27} * 0.003 = 0.02$$

$$£_s = 0.02 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.6.3 Design of Positive moment

Positive moment of field 1

$Mu = 294KN.m$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{294}{0.9} = 326.7KN.m$$

$$Rn = \frac{326.7*10^{+6}}{800*(350)^2} = 3.33Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{400}{0.85*24} = 19.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}) = \frac{1}{19.6}(1-\sqrt{1-\frac{2*19.6*3.334}{400}}) = 0.0092$$

$$As_{req} = \rho * b * d = 0.0092*80*35 = 25.64cm^2$$

Check As_{min}

$$A_{s\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4\ fy} * b * d = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(800)(350) = 8.57\ cm^2$$

Not less than

$$A_{s\ \min} = \frac{1.4}{fy} * b * d = \frac{1.4}{400}(800)(350) = 9.8cm^2$$

$A_{s\ \min} = 9.8cm^2$ …….. **controls**

$A_{s\ req} = 25.64cm^2 > As_{\min} = 9.8cm^2$

$\therefore$ *select* $A_{s\ req} = 25.64\ cm^2$

Use Φ 20

Required number of bars $= \frac{25.64}{3.14} = 8.2$

Select 9¤20....$A_s\ provided = 9*3.14 = 28.26cm^2 > 25.64$.....*OK*

Check for yielding

Tension = Compression**:**

$$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$$

$$2826 * 400 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 69.3mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{69.3}{0.85} = 81.5mm$$

$$£_s = \frac{350 - 81.5}{81.5} * 0.003 = 0.0099$$

$$£_s = 0.0099 > 0.005 \longrightarrow ok$$

Positive moment of field 2

$$Mu = 27.5KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{27.5}{0.9} = 30.55KN.m$$

$$Rn = \frac{30.55 * 10^{+6}}{800 * (350)^2} = 0.312Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

$$° = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}) = \frac{1}{19.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.312}{400}}) = 0.0008$$

$$As_{req} = ° * b * d = 0.0008 * 80 * 35 = 2.24cm^2$$

Check As_{min}

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4\,fy} * b * d = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(800)(350) = 8.57\,cm^2$$

Not less than

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{fy} * b * d = \frac{1.4}{400}(800)(350) = 9.8cm^2$$

$A_{s\ \min} = 9.8cm^2$ …….. **controls**

$A_{s\ req} = As_{\min} = 9.8cm^2 > As_{req.} = 2.24cm^2$

$\therefore \quad select \quad A_{s\ req} = 9.8cm^2$

Use Φ 20

Required number of bars $= \frac{9.8}{3.14} = 3.12$

Select 4¤20....$A_s\ provided = 4*3.14 = 12.56cm^2 > 9.8cm^2$.....*OK*

Check for yielding in bottom

Tension = Compression**:**

$A_s * fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$

$1256 * 400 = 0.85 * 24 * 800 * a$

$a = 30.8mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{30.8}{0.85} = 36.23mm$

$£_s = \frac{350 - 36.23}{36.23} * 0.003 = 0.026$

$£_s = 0.026 > 0.005 \longrightarrow ok$

Positive moment of field 3

$Mu = 213.1KN.m$

$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{213.1}{0.9} = 236.8KN.m$

$Rn = \frac{236.8 * 10^{+6}}{800 * (350)^2} = 2.416Mpa$

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$

$° = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}) = \frac{1}{19.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 2.416}{400}}) = 0.0065$

$As_{req} = \circ * b * d = 0.0065 * 80 * 35 = 18.2 cm^2$

Check As_{min}

$$A_{s\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4\ fy} * b * d = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(800)(350) = 8.57\ cm^2$$

Not less than

$$A_{s\ \min} = \frac{1.4}{fy} * b * d = \frac{1.4}{400}(800)(350) = 9.8 cm^2$$

$A_{s\ \min} = 9.8 cm^2$ …….. **controls**

$A_{s\ req} = 18.2 cm^2 > As_{\min} = 9.8 cm^2$

$\therefore \quad select \quad A_{s\ req} = 18.2 cm^2$

Use Φ 20

Required number of bars $= \frac{18.2}{3.14} = 5.8$

Select 6¤20....$A_s\ provided = 6 * 3.14 = 18.84 cm^2 > As_{req} = 18.2$.....*OK*

Check for yielding in bottom

Tension = Compression**:**

$A_s * fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$

$1884 * 400 = 0.85 * 24 * 800 * a$

$a = 46.2 mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{46.2}{0.85} = 54.33 mm$

$£_s = \frac{350 - 54.33}{54.33} * 0.003 = 0.0163$

$£_s = 0.0163 > 0.005 \longrightarrow ok$

4.6.4 Design of shear

The envelop shear diagram are shown in figure (4-6) below:

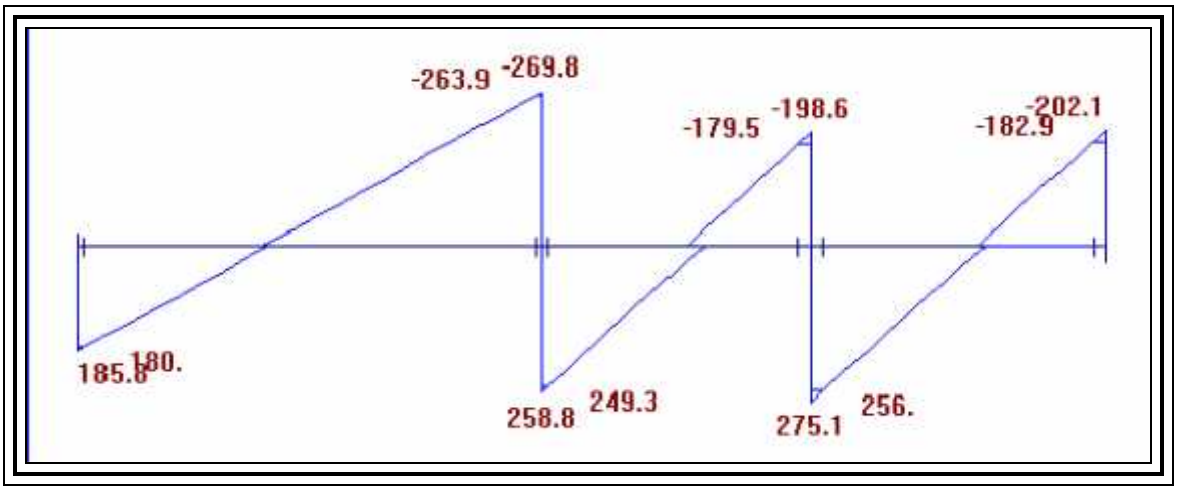


Fig (4-0) : Shear Diagram For beam (B1)

Vu_{max} = 264 KN

$$\phi .Vc = \phi \frac{\sqrt{fc'}}{6} * b * d = 0.75 \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 350 = 171.5\,KN$$

$$\min .\phi Vs = 0.75 * \frac{1}{3} * b * d = 0.75 * \frac{1}{3} * 800 * 350 = 70\ KN$$

Region No. 3

$$\phi .Vc \le Vu \le \phi .Vc + \min .\phi .Vc$$

$$Vu = 264 > \phi .Vc = 171.5\,KN$$

but

$$\phi .Vc + \min \phi .Vs = 171.5 + 70 = 241.5\,KN < Vu = 264\ KN$$

So, go to region No. 4

Region No. 4

$$\phi .Vc + \min .\phi .Vs \le Vu \le \phi .Vc + 2\phi .Vc$$

$$Vu > \phi .Vc + \min \phi .Vs = 171.5 + 70 = 241.5\,KN$$

$$3\phi .Vc = 3 * 171.5 = 514.5\,KN > Vu = 264\ KN\ ....\ Ok$$

>>> Consider the 4th region to design the shear reinforcement

Assume $4\,leg$ ¤ $10\ stirups$

$$¤.Vs = Vu - ¤.Vc = 264 - 171.5 = 92.5\,KN$$

$$Av = 4 * \frac{® * 1^2}{4} = 3.16\ cm^2$$

$$S_{req.} = \frac{0.75 * Av * fy * d}{¤.Vs} = \frac{0.75 * 316 * 400 * 350}{92.5 * 10^3} = 358.7\,mm$$

$$S_{req.} = 35.9\,cm$$

But S must be smaller than d/2

And it must be smaller than 60 cm

So, Select S = 15 cm = d/2 = 35/2 = 17.5 cm ….. Ok

Select S = 15 cm

So, use stirrups of Ø10 with 4 legs with S=15 cm

المصادر والمراجع

1. BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE (ACI-318-02) AND COMMENTARY CODE (ACI -318-02).

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

٣. تلخيص وملاحظات الأستاذ المشرف.

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4

(4.1) Introduction

(4.2) Rib Slab thickness calculation

(4.3) Load calculation

(4.4) Design of topping

(4.5) Design of rib (02)

- (4.5.1) Design for negative moment for rib (02)
- (4.5.2) Design for negative moment for rib (02)
- (4.5.3) Design for shear for rib (R02)

(4.6) Design of beam (B18)

- (4.6.1) Load calculation
- (4.6.2) Design of negative moment
- (4.6.3) Design of positive moment
- (4.6.4) Design of shear

(4.7) Design of One-Way Solid Slab

(4.8) Design of Two Way Solid Slab

(4.9) Design of Stairs

(4.10) Design of columns

- (4.10.1) Design of short column
- (4.10.2) Design of long column

(4.11) Design of Basement wall

(4.12) Design of strip footing

(4.13) Design of Isolated footing

(4.14) Design of Combined footing

(4.15) Design of Shear Wall

(4.16) Design of Mat Foundation

(4.17) Design of steel structure

4.1 Introduction

In this chapter, we will show the procedure for designing the several structural members of our project, so we will Discuses the steps that we followed to design the Ribs, and beams.

So, this chapter will contain a sample calculation related to one of the preceding members contained in this project.

All of these members will be designed according to (ACI – code-318 02).

4.2 Slab Thickness Calculation

There are two main types of loads acting on the structure:-

1- Dead loads: - which will be determined by the weight calculations based on its density.

2- Live load: And its value will be taken from the American code.

The thickness of the slab will be determined according to (ACI – Code -318). So, according to this code, the minimum thickness of the slab of non- pre-stressed beams or one way slabs is calculated as follows :-

We will take the most length span available in our project:

h_{min} = Ln / 21 = 2.97/21=0.14m=14cm

h_{min} = Ln /18.5 =7.34/18.5=0.397m=39.7cm …….Control

h_{min} = Ln /16 =4.67/16=0.292m=29.2cm

4.3 Load Calculation:

Calculation of the total dead load for one way ribbed slab shown in the following table:

Table (4.1): calculation of the total dead load for one way rib

No	Parts of Rib	Calculation	Result	Unit
1.	Rib	0.12*0.32*25	0.96	KN/m
2.	Top Slab	0.08*0.52*25	1.04	KN/m
3.	Plaster	0.03*0.52*22	0.3432	KN/m
4.	Traditional Block	0.4*0.32*9	1.152	KN/m
5.	Sand Fill	0.1*0.52*14	0.728	KN/m
6.	Tile	0.03*0.52*22	0.3432	KN/m
			4.50	KN/m

Nominal Total Dead Load:

$D.L._{total}$ = 0.96+1.04+0.3432+1.152+0.728+0.3432 = 4.5 KN/m of rib.

L.L = 5*0.52 = 2.6KN/m.

Factored D.L = 1.2*4.5 = 5.4 KN/m.

Factored L.L = 1.6*2.6 = 4.16 KN/m.

4.4 Design of Topping

The load calculation for the toping is as in the following table:

Table (4.2): calculation of the total dead load for topping

No	Parts of Rib	Calculation	Result	Unit
1.	Topping	0.08*25	2	KN/m^2
2.	Plaster	0.02*22	0.44	KN/m^2
3.	Traditional Block	0.32*9	2.88	KN/m^2
4.	Tiles + Sand	2*1	2	KN/m^2
			7.32	KN/m^2

$$q_u = 1.2 * D.L + 1.6 * L.L$$

$$q_u = 1.2 * 7.32 + 1.6 * 5 = 16.8 KN/m^2$$

For 1m strip

$$q_u = 16.8 * 1 = 16.8 KN/m$$

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$Mu = \frac{q_u * l^2}{12} = \frac{16.8 * 0.4^2}{12} = 0.224 KN.m.$$

$$fc' = 0.8 * 30 = 24 Mpa$$

$$Mn = 0.42\sqrt{fc'} * \frac{bh^2}{6}$$

$$= 0.42\ \sqrt{24} * \frac{1000 * 80^2}{6} = 2.2 KN.m.$$

$$¤ * Mn = 0.55 * 2.2 = 1.21 KN.m.$$

$$¤ * Mn = 1.21 > Mu = 0.224 KN.m.$$

No structural reinforcement is needed. Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$$° = 0.0018$$

$$As = ° * b * h = 0.0018 * 100 * 8 = 1.44 cm^2/1m.$$

Use 1Φ10/25 cm (4Φ10/1m), with As = 3.14cm^2/1m in both directions

4.5 Design of Rib(02):

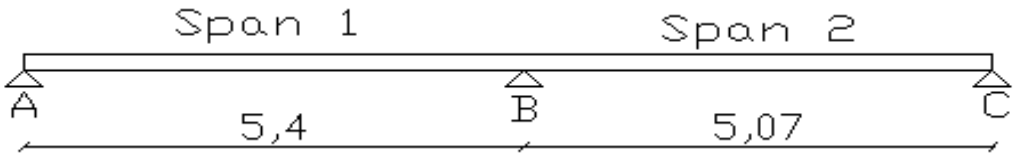


Fig. (4.١) spans length of rib (02).

Loads on the rib:

Factored Live load = 4.16 KN/m

Factored Dead load = 5.4 KN/m

By using ATIR program we get the envelope moment diagram as shown in figure 4.2 below:

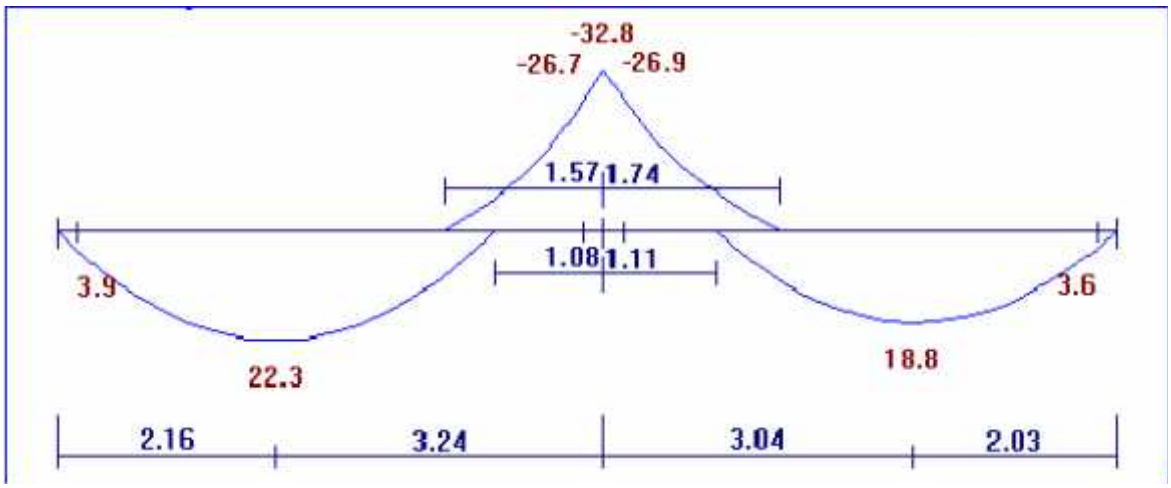


Fig. (4.2) Moment diagram of rib (02) (kN.m).

4-5-1 Design of Negative Moment

Negative Mu max = 26.9 KN.m

d = h - Cover – (d/2) - db (stirrups) = 40 – 3 – (2/2) – 1.0 = 35 cm.

$$Rn_{req} = \frac{Mu}{\text{¤}.bd^2} = \frac{26.9\times10^6}{0.9\times120\times350^2} = 2.033MPa.$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{400}{0.85\times24} = 19.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*19.6*2.033}{400}}\right) = 0.0054$$

$$A_{s\ req} = \rho \times b \times d = 0.0054 \times 12 \times 35 = 2.27 \quad cm^2$$

Check As_{min}

$$A_{s\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4\ fy} * b * d = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(120)(350) = 1.3 cm^2$$

Not less than

$$A_{s\ \min} = \frac{1.4}{fy} * b * d = \frac{1.4}{400}(120)(350) = 1.5 cm^2$$

$A_{s\ \min} = 1.5 cm^2$ …….. **controls**

$A_{s\ req} = 2.27 cm^2 > As_{\min} = 1.5 cm^2$

$\therefore$ *select* $A_{s\ req} = 2.27\ cm^2$

$\therefore$ *select* $2 ¤ 14$, $As = 3.08\ cm^2 > As_{req} = 2.27\ cm^2$ ..... *ok*

Check for strain

$C = T$

$T = A_s \times f_y = 308 \times 400 = 123.2 \quad KN$

$C = 0.85 \times f_c' \times b_E \times a$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f_c' \times b_E} = \frac{123.2}{0.85 \times 24 \times 120} = 50.33 mm = 5.03 \quad cm$$

$fc' = 24 < 28$ .... $= 0.85$

$$x = \frac{a}{} = \frac{5.03}{0.85} = 5.92 \quad cm$$

$$£_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{35 - 5.92}{5.92} \times 0.003 = 0.015$$

$\rightarrow 0.015 \geq 0.005$ *o.k*

4.5.2 Design of Positive Moment:

Positive Mu max = 22.3 KN.m

Mn= 22.3 / 0.9 =24.78 KN.m

Effective Flange width (b_E) according to ACI code 8.10.2:

b_E For T- section is the smallest value of the following:

b_E = L / 4 = 5 / 4 = 1.25m =125 cm.

$b_E = b_w$ + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 cm

b_E = bw + Lc1/2 +Lc2 /2 =12+20+20 = 52 cm…….. **Control**

b_E = 52 cm.

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

Assume a = t = 8 cm

$$C = 0.85 \times f'_c \times t \times b_E = 0.85x24x80x520 = 848.64KN$$

Mn = T or C (d – 0.5 a) = 848.64 (0.35 – 0.5 (0.08)) = 263.1 KN.m

Mn = 263.1 KN.m > Mn = 30.22 KN.m

Then a < t

∴ Design as a rectangular with bE = 52 cm

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{24.78 \times 10^6}{520 \times 350^2} = 0.39 \ MPa$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.39}{400}}\right) = 0.001$$

$$A_{s\ req} = \rho \times b \times d = 0.001 \times 52 \times 35 = 1.82 \ cm^2$$

$$A_{s\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4\ fy} * b * d = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(120)(350) = 1.3 cm^2$$

Not less than

$$A_{s\ \min} = \frac{1.4}{fy} * b * d = \frac{1.4}{400}(120)(300) = 1.5 cm^2$$

$A_{s\ \min} = 1.5 cm^2$ …….. **controls**

$A_{s\ req} = 1.82 cm^2 > As_{\min} = 1.5 cm^2$

$\therefore$ *select* $A_{s\ req} = 1.82\ cm^2$

$\therefore$ *select* $2 ¤ 14$, $As = 3.08\ cm^2 > As_{req} = 1.82\ cm^2$ ..... *ok*

Check for strain

$T = A_s \times f_y = 308 \times 400 = 123.2 \quad KN$

$C = 0.85 \times f_c' \times b_E \times a$

$a = \frac{C}{0.85 \times f_c' \times b_E} = \frac{123.2}{0.85 \times 24 \times 520} = 11.6 mm = 1.16 \quad cm$

$fc' = 24 < 28$ .... $= 0.85$

$x = \frac{a}{} = \frac{1.16}{0.85} = 1.36 \quad cm$

$£_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{35 - 1.36}{1.36} \times 0.003 = 0.074$

$\rightarrow 0.074 > 0.005 \qquad o.k$

4-5-3 Design of shear:

Using Atir software we found that the envelope of shear for this Rib (R1) is as follows:-

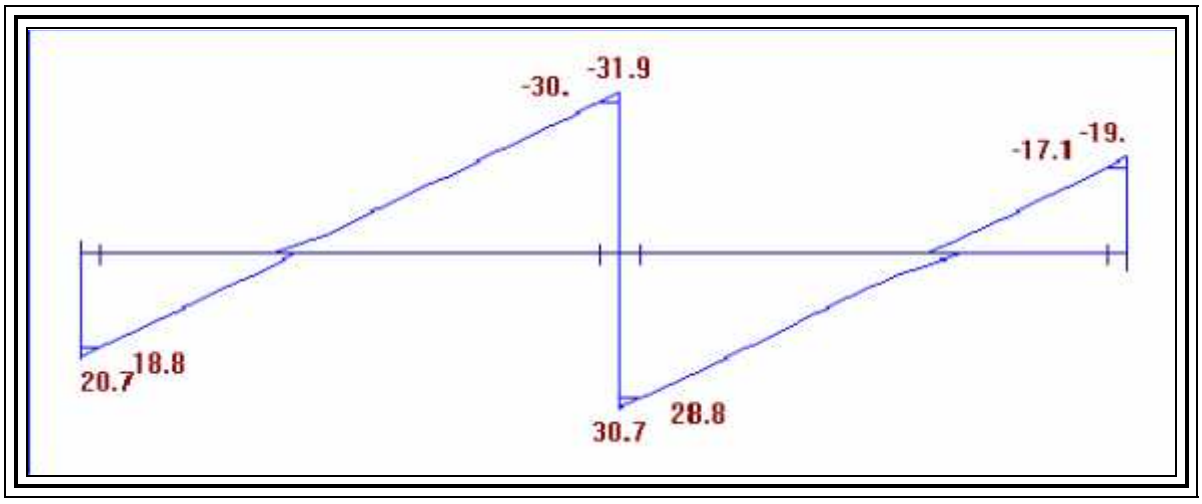


Fig. (4.3)Shear diagram of rib (02) (KN).

Design of shear reinforcement

Vu_{max} = 30 KN

$$¤.Vc = ¤\frac{\sqrt{fc'}}{6} * b * d = 0.75\frac{\sqrt{24}}{6} * 120 * 350 = 25.72\ KN$$

$$\min .¤Vs = 0.75 * \frac{1}{3} * b * d = 0.75 * \frac{1}{3} * 120 * 350 = 10.5\ KN$$

Region No. 3

$$¤.Vc \le Vu \le ¤.Vc + \min .¤.Vc$$

$$Vu = 30 > ¤.Vc = 25.72\ KN$$

and

$$¤.Vc + \min ¤.Vs = 25.72 + 10.5 = 35.22\ KN > Vu = 30\ KN$$

>>> Consider the 3rd region to design the shear reinforcement

Assume $2\ leg\ ¤10\ stirups$

$$¤.Vs = Vu - ¤.Vc = 30 - 25.72 = 4.28\ KN$$

- $$Av = 2 * \frac{® * 1^2}{4} = 1.57\ cm^2$$

$$S_{req.} = \frac{0.75 * Av * fy * d}{¤.Vs} = \frac{0.75 * 157 * 400 * 350}{4.28 * 10^3} = 3851\ mm$$

$$S_{req.} = 385.1 cm$$

But S must be smaller than d/2

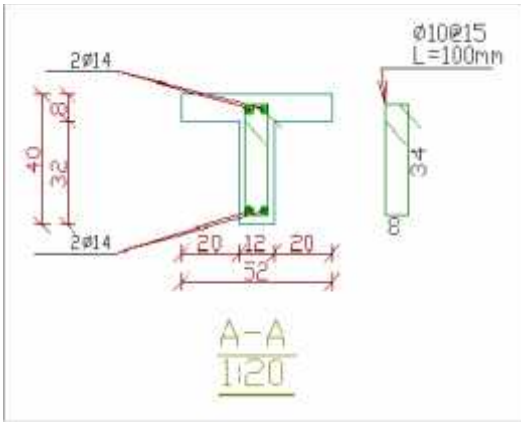
So, Select S = 15 cm < d/2=35/2 = 17.5 cm ….. Ok

Select S = 15 cm

So, use stirrups of Ø10 with 2 legs with S=15 cm

Use stirrups 1Ø10 @ 15 cm.

The section of the rip is shown in the figure.



4.6 Design of the Beam (B1)

4.6.1 Load Determination

$D.L_{slab} = D.L_{rib} / 0.52$

$= 4.5/0.52 = 8.654 KN/m^2$

$L.L_{slab} = 5\ KN/m^2$

Span 1

Since this beam is an exterior beam the wall on it must be considered as a dead load on this beam

Wall dead load = 1/6 * 3.5*0.3*25 = 4.4 KN/m

$D.L_{beam} = D.L_{slab} * (L_1/2)$

$= 8.654 * (4.5/2) = 21.5\ KN/m$

Total dead load on this span = 4.4 + 21.5 = 25.9 KN/m

$L.L_{beam} = 5*(4.5/2) = 11.25\ KN/m.$

Span 2 and 3

$D.L_{beam} = D.L_{slab} * (L_1/2 + L2/2) * 1.1$

$= 8.654 * (4.5/2 + 4/2) * 1.1 = 40.5\ KN/m$

$L.L_{beam} = 5*(2.25+2) * 1.1 = 23.4\ KN/m.$

The maximum negative and positive moments on the beam are found on the following figure:

Fig (4-4) : Moment Diagram For beam (B18)

4.6.2 Design of negative moment:

At support B

$$Mu = 312.3KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{312.3}{0.9} = 347KN.m$$

Determination of the beam width

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

$$Rn = \circ * fy * (1 - 0.5 \circ * m)$$

$$Rn = 0.01 * 400 * (1 - 0.5 * 0.01 * 19.6) = 3.608Mpa$$

$$b = \frac{Mn}{Rn * d^2} = \frac{347 * 10^6}{3.608 * 350^2} = 785.1mm = 78.5cm$$

Select b = 80 cm

Check if the section behave as rectangular section or not

$$b_f = 80cm, \quad h = T_f = 40cm$$

$$d = 40 - 3 - 2/2 - 1 = 35cm$$

Assume that $T_f = a$

$$Mn_f = C * (d - \frac{a}{2})$$

$$C = 0.85 * fc' * b * a = 0.85 * 24 * 800 * 400 = 6528KN$$

$$Mn_f = 6528 * (0.35 - \frac{0.4}{2}) = 979.2KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{¤} = \frac{312.3}{0.9} = 347KN.m$$

$$Mn = 347 < Mn_f = 979.2KN.m$$

So, the section behaves as a rectangular.

$$Rn = \frac{347 * 10^{+6}}{800 * (350)^2} = 3.54Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

$$° = \frac{1}{m}(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}) = \frac{1}{19.6}(1-\sqrt{1-\frac{2*19.6*3.54}{400}}) = 0.0098$$

$$As_{req} = ° * b * d = 0.0098 * 80 * 35 = 27.44 cm^2$$

Check As_{min}

$$A_{s\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4\ fy} * b * d = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(800)(350) = 8.57\ cm^2$$

Not less than

$$A_{s\ \min} = \frac{1.4}{fy} * b * d = \frac{1.4}{400}(800)(350) = 9.8 cm^2$$

$$A_{s\ \min} = 9.8 cm^2 \text{ …….. } \textbf{controls}$$

$$A_{s\ req} = 27.44 cm^2 > As_{\min} = 9.8 cm^2$$

$$\therefore \quad select \quad A_{s\ req} = 27.44\ cm^2$$

Use Φ 20

Required number of bars $= \frac{27.44}{3.14} = 8.74$

Select 9¤20

$$A_s provided = 9 * 3.14 = 28.26 cm^2 > As_{req} = 27.44 cm^2 .....OK$$

Check for strain

Tension = Compression**:**

$$A_s * fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$$

$$2826 * 400 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 69.26 mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{69.26}{0.85} = 81.5 mm$$

$$£_s = \frac{350 - 81.5}{81.5} * 0.003 = 0.0098$$

$$£_s = 0.0098 > 0.005 \longrightarrow ok$$

Negative moment At support C

$Mu = 162KN.m$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{162}{0.9} = 180KN.m$$

$$Rn = \frac{180*10^{+6}}{800*(350)^2} = 1.84Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{400}{0.85*24} = 19.6$$

$$° = \frac{1}{m}(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}) = \frac{1}{19.6}(1-\sqrt{1-\frac{2*19.6*1.84}{400}}) = 0.0048$$

$$As_{req} = ° * b * d = 0.0048*80*35 = 13.44cm^2$$

Check As_{min}

$$A_{s\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4\ fy} * b * d = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(800)(350) = 8.57\ cm^2$$

Not less than

$$A_{s\ \min} = \frac{1.4}{fy} * b * d = \frac{1.4}{400}(800)(350) = 9.8cm^2$$

$A_{s\ \min} = 9.8cm^2$ …….. **controls**

$A_{s\ req} = 13.44cm^2 > As_{\min} = 9.8cm^2$

$\therefore$ *select* $A_{s\ req} = 13.44\ cm^2$

Use Φ 20

Required number of bars $= \frac{13.44}{3.14} = 4.28$ bar

Select 5¤20

$A_s provided = 5*3.14 = 15.7cm^2 > As_{req} = 13.44cm^2 .....OK$

Check for strain

Tension = Compression**:**

$$A_s * fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$$

$$1570 * 400 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 38.48mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{38.48}{0.85} = 45.27mm$$

$$£_s = \frac{350 - 45.27}{45.27} * 0.003 = 0.02$$

$$£_s = 0.02 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.6.3 Design of Positive moment

Positive moment of field 1

$$Mu = 294KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{294}{0.9} = 326.7KN.m$$

$$Rn = \frac{326.7 * 10^{+6}}{800 * (350)^2} = 3.33Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

$$° = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}) = \frac{1}{19.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 3.334}{400}}) = 0.0092$$

$$As_{req} = ° * b * d = 0.0092 * 80 * 35 = 25.64cm^2$$

Check As_{min}

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4\ fy} * b * d = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(800)(350) = 8.57\ cm^2$$

Not less than

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{fy} * b * d = \frac{1.4}{400}(800)(350) = 9.8cm^2$$

$A_{s\ \min} = 9.8cm^2$ …….. **controls**

$A_{s\ req} = 25.64cm^2 > As_{\min} = 9.8cm^2$

$\therefore \quad select \quad A_{s\ req} = 25.64\ cm^2$

Use Φ 20

Required number of bars $= \frac{25.64}{3.14} = 8.2$

Select 9¤20....$A_s\ provided = 9*3.14 = 28.26cm^2 > 25.64$.....$OK$

Check for strain

Tension = Compression**:**

$A_s * fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$

$2826 * 400 = 0.85 * 24 * 800 * a$

$a = 69.3mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{69.3}{0.85} = 81.5mm$

$£_s = \frac{350 - 81.5}{81.5} * 0.003 = 0.0099$

$£_s = 0.0099 > 0.005 \longrightarrow ok$

Design of Positive moment of field 2

$Mu = 27.5KN.m$

$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{27.5}{0.9} = 30.55KN.m$

$Rn = \frac{30.55 * 10^{+6}}{800 * (350)^2} = 0.312Mpa$

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$

$° = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}) = \frac{1}{19.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.312}{400}}) = 0.0008$

$As_{req} = ° * b * d = 0.0008 * 80 * 35 = 2.24cm^2$

Check As_{min}

$$A_{s\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4\,fy} * b * d = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(800)(350) = 8.57\,cm^2$$

Not less than

$$A_{s\ \min} = \frac{1.4}{fy} * b * d = \frac{1.4}{400}(800)(350) = 9.8\,cm^2$$

$$A_{s\ \min} = 9.8\,cm^2 \ldots\ldots\ldots \textbf{controls}$$

$$A_{s\ req} = As_{\min} = 9.8cm^2 > As_{req.} = 2.24cm^2$$

$$\therefore \quad select \quad A_{s\ req} = 9.8\,cm^2$$

Use Φ 20

Required number of bars $= \frac{9.8}{3.14} = 3.12$

Select $4¤20 ....A_s\ provided = 4 * 3.14 = 12.56cm^2 > 9.8cm^2 .....OK$

Check for strain

Tension = Compression**:**

$$A_s * fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$$

$$1256 * 400 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 30.8mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{30.8}{0.85} = 36.23mm$$

$$£_s = \frac{350 - 36.23}{36.23} * 0.003 = 0.026$$

$$£_s = 0.026 > 0.005 \longrightarrow ok$$

Design of Positive moment of field 3

$$Mu = 213.1KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{213.1}{0.9} = 236.8KN.m$$

$$Rn = \frac{236.8 * 10^{+6}}{800 * (350)^2} = 2.416Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

$$° = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}) = \frac{1}{19.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 2.416}{400}}) = 0.0065$$

$$As_{req} = ° * b * d = 0.0065 * 80 * 35 = 18.2 cm^2$$

Check As_{min}

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4\ fy} * b * d = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(800)(350) = 8.57\ cm^2$$

Not less than

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{fy} * b * d = \frac{1.4}{400}(800)(350) = 9.8 cm^2$$

$$A_{s\ min} = 9.8 cm^2 \text{ …….. } \textbf{controls}$$

$$A_{s\ req} = 18.2 cm^2 > As_{min} = 9.8 cm^2$$

$$\therefore \quad select \quad A_{s\ req} = 18.2 cm^2$$

Use Φ 20

Required number of bars $= \frac{18.2}{3.14} = 5.8$

Select 6¤20....A_s *provided* $= 6 * 3.14 = 18.84 cm^2 > As_{req} = 18.2$.....*OK*

Check for strain

Tension = Compression**:**

$$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$$

$$1884 * 400 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 46.2 mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{46.2}{0.85} = 54.33 mm$$

$$£_s = \frac{350 - 54.33}{54.33} * 0.003 = 0.0163$$

$$£_s = 0.0163 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.6.4 Design of shear

The envelop shear diagram are shown in figure (4-6) below:

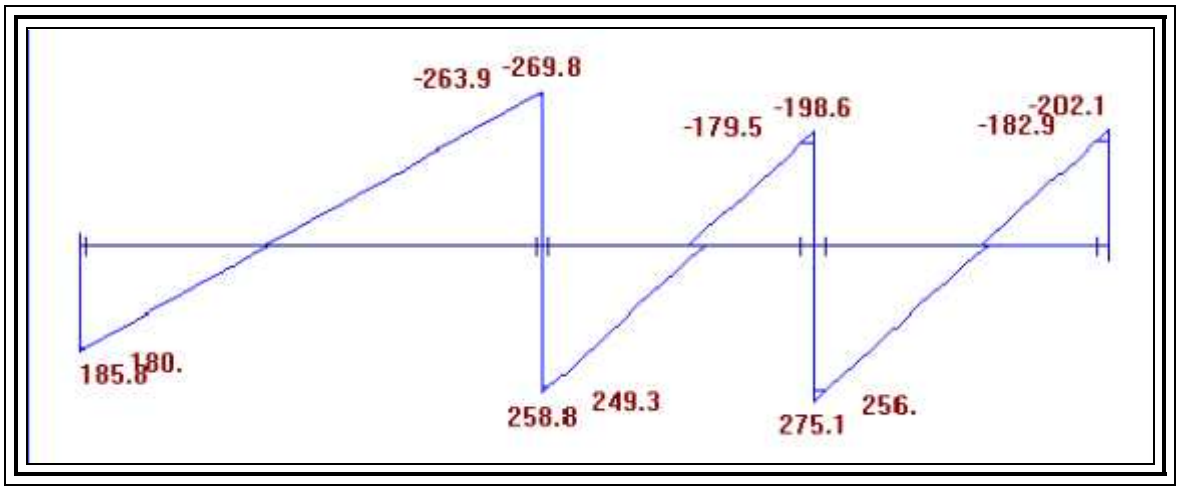


Fig (4-0) : Shear Diagram For beam (B1)

Vu_{max} = 264 KN

$$\phi .Vc = \phi \frac{\sqrt{fc'}}{6} * b * d = 0.75 \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 350 = 171.5\,KN$$

$$\min .\phi Vs = 0.75 * \frac{1}{3} * b * d = 0.75 * \frac{1}{3} * 800 * 350 = 70\ KN$$

Region No. 3

$$\phi .Vc \le Vu \le \phi .Vc + \min .\phi .Vc$$

$$Vu = 264 > \phi .Vc = 171.5\,KN$$

but

$$\phi .Vc + \min \phi .Vs = 171.5 + 70 = 241.5\,KN < Vu = 264\ KN$$

So, go to region No. 4

Region No. 4

$$\phi .Vc + \min .\phi .Vs \le Vu \le \phi .Vc + 2\phi .Vc$$

$$Vu > \phi .Vc + \min \phi .Vs = 171.5 + 70 = 241.5\,KN$$

$$3\phi .Vc = 3 * 171.5 = 514.5\,KN > Vu = 264\ KN \ldots . Ok$$

>>> Consider the 4th region to design the shear reinforcement

Assume $4\,leg\ \phi 10$ *stirups*

$$¤.Vs = Vu - ¤.Vc = 264 - 171.5 = 92.5\,KN$$

$$Av = 4 * \frac{® * 1^2}{4} = 3.16\,cm^2$$

$$S_{req.} = \frac{0.75 * Av * fy * d}{¤.Vs} = \frac{0.75 * 316 * 400 * 350}{92.5 * 10^3} = 358.7\,mm$$

$$S_{req.} = 35.9\,cm$$

But S must be smaller than d/2

And it must be smaller than 60 cm

So, Select S = 15 cm < d/2 = 35/2 = 17.5 cm ….. Ok

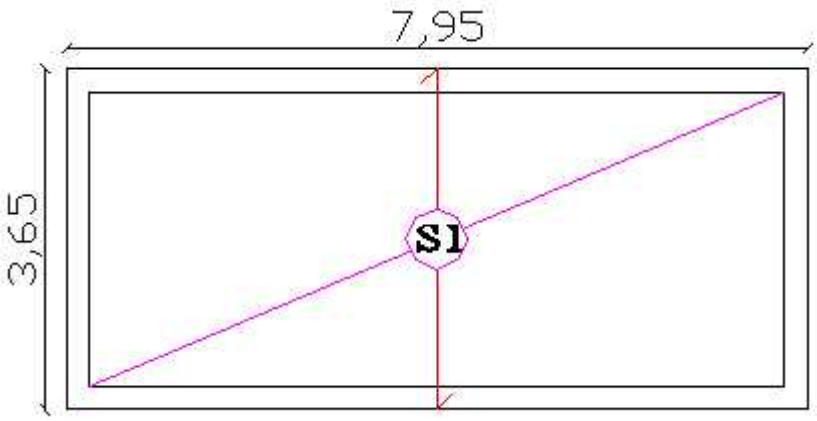
Select S = 15 cm

So, use stirrups of Ø10 with 4 legs with S=15 cm

4.7 Design of One-way solid slab (stair slab):

Check if its one way

$$\frac{Ly}{Lx} = \frac{7.95}{3.65} = 2.18 > 2.0 \ ....One\ way$$



4.7.1 Determination of thickness and load calculation:

$$h = \frac{L}{20} = \frac{365}{20} = 18.25cm$$

$$Select\ h = 20cm$$

Load Calculation

$$D.L = 25 * 0.2 = 5KN/m^2$$

$$S.L = 1KN/m^2$$

$$qu = 1.2 * 5 + 1.6 * 1.0 = 7.6KN/m^2$$

$$Mu = \frac{qu * L^2}{8} = \frac{7.6 * 3.65^2}{8} = 12.66KN.m$$

4.7.2 Design for positive moment:

d=20-3-1=16cm.

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{12.66}{0.9} = 14.1KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{14.1}{(1000)(160)^2} = 0.551Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(0.551)}{400}}\right) = 0.0015$$

A req = ρ * b * d = 0.0015 *100*16 =2.4cm²/m

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6 cm^2 / m$$

$$As_{\min} = \frac{1.4 * b * d}{Fy} = \frac{1.4 * 1000 * 160}{400} = 5.6 cm^2 / m$$

Not Less than

$$As_{\min.} = \frac{0.25 * \sqrt{fc'} * b * d}{Fy} = \frac{0.25 * \sqrt{24} * 1000 * 160}{400} = 4.9 cm^2 / m$$

$$1.3 * As_{req} = 1.3 * 2.4 = 3.2 cm^2 / m$$

Select 1¤12@20*cm* $\Rightarrow As = 5.652 cm^2 / m$ .....*OK*

4.7.3 Check for Strain:

Tension = Compression

$$A_s * fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$$

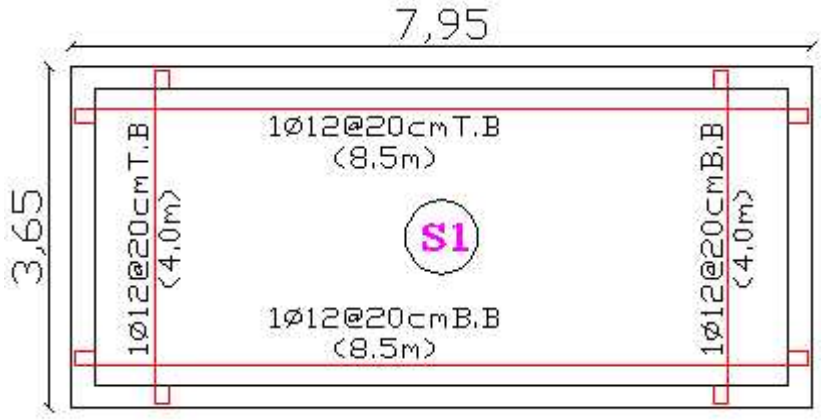
$$5.652 * 400 = 0.85 * 24 * 100 * a$$

$$a = 1.11 cm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{1.11}{0.85} = 1.3 cm$$

$$£_s = \frac{16 - 1.3}{1.3} * 0.003$$

$$£_s = 0.034 > 0.005 \quad .....ok$$



4.7.4 Shrinkage & Temperature Reinforcement in top layer:

$$As = 0.0018 * b * h$$

$$As = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6 cm^2 / m$$

Select 1¤12@20*cm* $\Rightarrow As_{Provided} = 5.652 cm^2 / m$ .....*OK*

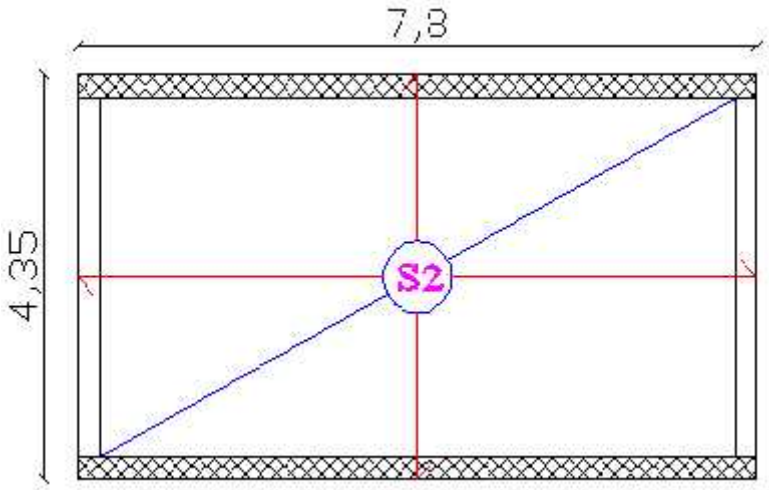
4.7.5 Development length of the bars:

$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f'_c}} \times \sim \times \quad \times ¥ \times d_b$$

$$L_d = \frac{400}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 = 48.99 cm. \qquad \text{Use: } L_d = 50 cm.$$

4.8 Design of Two Way Solid Slab:

4.8.1 Determination of Thickness:



$Ly = 7.8m$

$Lx = 4.35m$

$\frac{Ly}{Ly} = \frac{7.8}{4.35} = 1.8 < 2.0$

$\therefore \ Tow \ way$

From Table (9-5(C)) in ACI318-2008 code, the minimum thickness of the tow way solid slab is to be determined by the following equation:

$h_{\min} = \frac{Ln}{33}$

$Not \ less \ than \ 5in$

$Ln = 7.8 - 0.2 - 0.2 = 7.4m$

$h = \frac{7.4}{33} = 0.224m$

$Select \ h = 25cm$

$25cm > 5in = 12.55cm.....ok$

Where Ln is the length of clear span in the long direction.

4.8.2 Determination of Loads:

$D.L = 0.2 * 25 = 5kN / m^2$

$S.L = 1KN / m^2$

$qu = 1.2 * 5 + 1.6 * 1.0$

$qu = 7.6KN / m^2$

$For \ 1m \ Strip \ in \ X \ \& Y \ direction \ qu = 7.6 \ KN / m$

$From\ Table....\frac{Ly}{Lx}=1.8\quad then:$

$Kfx=24.4$

$Kfy=77$

$KAx=1.94$

$KAy=2.97$

$¢_x=1.05$

$¢_y=1.03$

$$Mux=\frac{qu*lx^2}{Kfx}*¢_x=\frac{7.6*4.35^2}{24.4}*1.05=6.2KN.m/1m\ \ strip$$

$$Muy=\frac{qu*lx^2}{Kfy}*¢_y=\frac{7.6*4.35^2}{77}*=1.93KN.m/1m\ \ strip$$

$$Ay=\frac{qu*lx}{KAy}=\frac{7.6*4.35}{2.97}=11.15KN/m$$

$$Ax=\frac{qu*lx}{KAx}=\frac{7.6*4.35}{1.94}=17.05KN/m$$

4.8.3 Design of Shear:

$¤*Vc\geq Vn$

$$¤*Vc=\frac{1}{6}*0.75*\sqrt{fc'}*b*d=\frac{1}{6}*0.75*\sqrt{24}*1000*160$$

$¤.Vc=98.0>>Vu=17.05$

$\therefore\ No\ \ Shear\ \ \text{Re}\,iforcement\ \ \text{Re}\,quired$

4.8.4 Design of Reinforcement:

d=25-3-1.0=21 cm.

Mux = 6.2 KN.m

Muy = 1.93 KN.m

In x-direction.

$$m=\frac{fy}{0.85*fc'}=\frac{400}{0.85*24}=19.6$$

$$Mnx=\frac{6.2}{0.9}=6.9KN.m$$

$$Rn=\frac{Mnx}{b*d^2}=\frac{6.9*10^6}{1000*210^2}=0.156Mpa$$

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

$$° = \frac{1}{19.6}*(1-\sqrt{1-\frac{2*19.6*0.156}{400}}) = 0.0004)$$

$$As_{req} = 0.0004*100*21 = 0.83cm^2/m$$

$$As_{\min} = \frac{0.25\sqrt{fc'}}{fy}*b*d = \frac{0.25\sqrt{24}*1000*210}{400} = 6.4cm^2/m$$

But not less than

$$As_{\min} = \frac{1.4*bw*d^2}{fy} = \frac{1.4*1000*210}{400} = 7.35cm^2/m$$

$$1.3*As_{req.} = 1.3*0.83 = 1.1cm^2/m$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018*100*25 = 4.5cm^2/m$$

$$Select\ 1¤12@20cm \Rightarrow As_{Provided} = \frac{100*1.1304}{20} = 5.652cm^2/m$$

In y-direction.

$$Select\ 1¤12@20cm \Rightarrow As_{Provided} = 5.652cm^2/m$$

4.8.5 Check for Strain:

Tension = Compression

$$A_s * fy = 0.85 * fc'*b*a$$

$$5.652*400 = 0.85*24*100*a$$

$$a = 1.11cm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{1.11}{0.85} = 1.31cm$$

$$£_s = \frac{21.0-1.31}{1.31}*0.003$$

$$£_s = 0.0451 > 0.005 \longrightarrow Steel\ \ yields$$

4.8.6 Development length of the bars:

$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f'_c}} \times \sim \times \quad \times ¥ \times d_b$$

$$L_d = \frac{400}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 = 48.99cm.$$

$$\therefore \ \ Ld = 50cm$$

4.8.7 Shrinkage & Temperature Reinforcement in Top :

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 25 = 4.5 cm^2 / m$$

$$Select \quad 1\text{¤}12@25cm \quad \Rightarrow As_{provided} = 4.52 cm^2$$

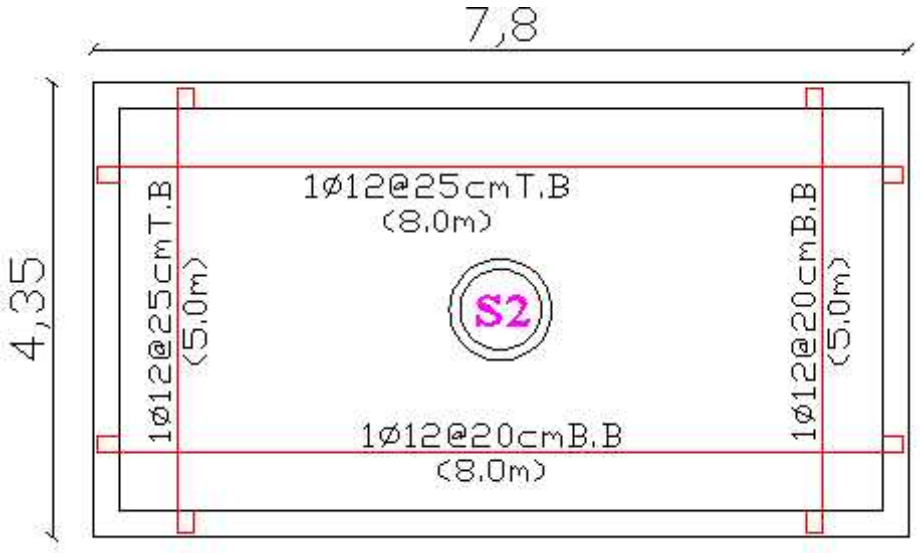


Fig.(4.6): Details of Two Solid Slab

(4.9) Design of Stairs:

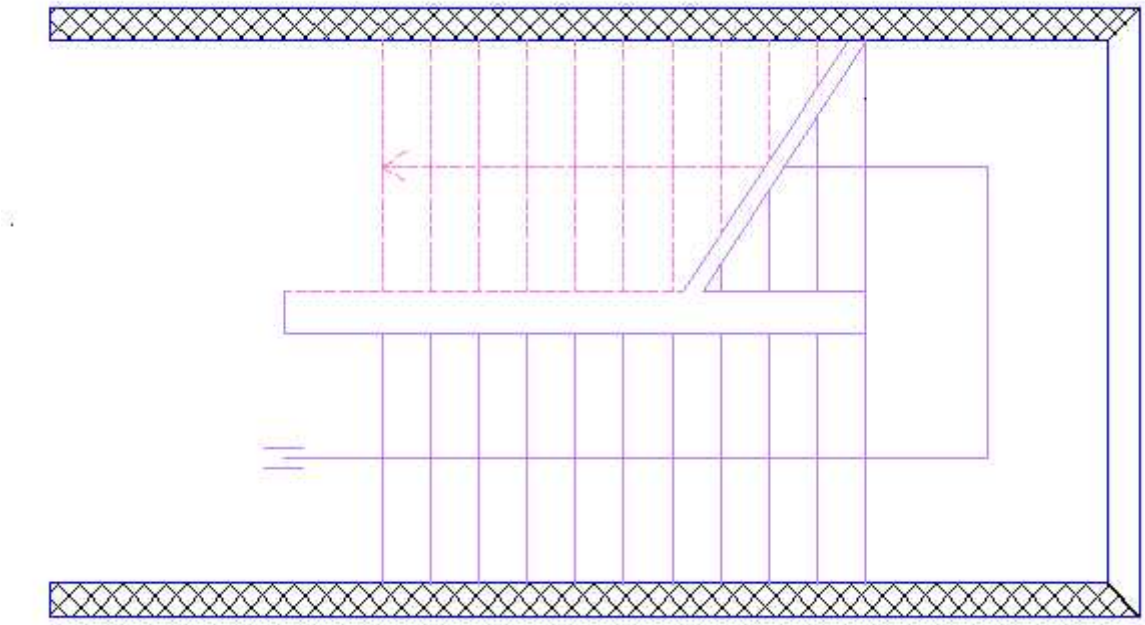


Fig (4.7) Top view of the Stair

4.9.1 Design of stair

4.9.1.1 Determination of Slab thickness:

- Stairs = 11*16.7* 30
- L = 3.30 m.
- $\theta = \tan^{-1}(17 / 30) = 29.54^{o}$.
  Cos θ =0.87.
- Ls = 3.30/cos 29.54 = 3.793 m.
- Lu = 3.793 + 0.4*2 = 4.593
- **h** ≥ 4.593 / 20 = 0.23 m =23 cm.
- **Use h= 25 cm.**

4.9.1.2 Load calculation:

Dead Load:

Horizontal Tiles = 0.03*22*(0.33/0.30) = 0.726 KN/m^2.

Vertical Tiles = 0.03*22*(0.17/0.30) = 0.374 KN/ m^2.

Horizontal mortar = 0.03*22 = 0.66 KN/ m^2.

Vertical mortar = 0.02*22*(17/30) = 0.25 KN/ m^2.

Plaster = (0.03*22)/ (Cos 29.54) = 0.76 KN/ m^2.

Steps = (0.17/2) * 25=2.125 KN/ m^2.

Slab = 0.25 *25/ Cos 29.54 =7.2 KN/ m^2.

Total dead load = 0.726 + 0.374+ 0.66+ 0.25+ 0.76+ 2.125+7.2

= 12.1 KN/ m^2.

Live load:

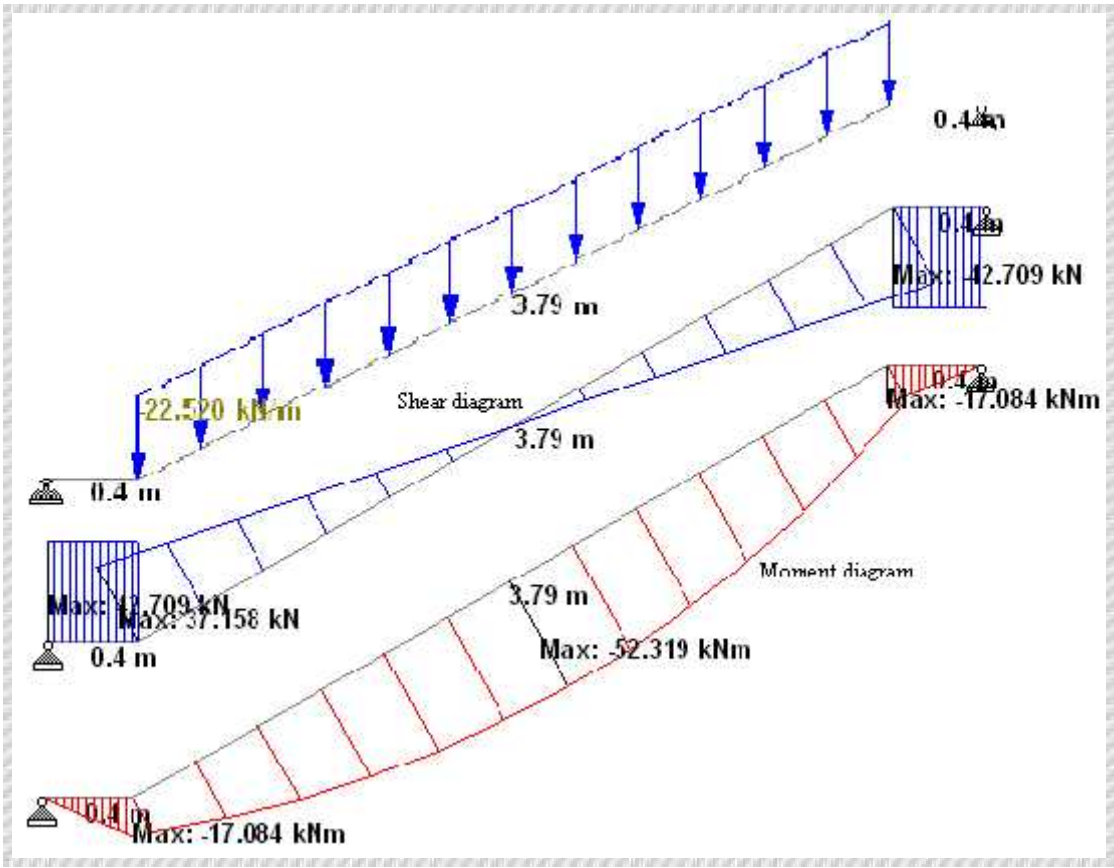
Live load for stairs =5 KN/ m^2.

Factored load

qu =1.2*12.1+ 1.6*5 = 22.52 KN/ m^2.

For one meter Strip, qu = 22.52 KN/ m .

The Following figure shows the shear and moment diagrams found by using Staad2006 software:



Fig(4.8) moment &shear diagrams for stair

- Mu = 52.32 KN.m .
- h =25 cm
- Assume Ø 12 for main reinforcement:-

  So, d = 25-2 -0.6 = 22.4 cm..

  Take d= 22 cm

4.9.1.3 Design of shear:-

- Vu = 42.71 KN .
- $\text{¤}Vc = \dfrac{\text{¤}\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$
- $\text{¤}Vc = \dfrac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 220}{6} = 134.72 KN$
- Vu = 42.71 KN < Ø.Vc = 134.72 KN .

>>>>No shear Reinforcement is required. So the depth of the stair is OK.

4.9.1.4 Design of Bending:

- Mu = 52.32 KN.m.

  Mn req = Mu / 0.9 = 52.32 / 0.9 = 58.13 KN.m.

  d = 22 cm.

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

  $R_n = \frac{58.13 * 10^6}{1000 * 220^2} = 1.2 MPa$.

- $m = \frac{fy}{0.85 \times fc'}$

  $m = \frac{4}{0.85 \times 0.24} = 19.6$

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

  $\rho = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 1.2}{400}}\right) = 0.0031.$

  As req = 0.0031*100*22 = 6.81 $cm^{2.}$

- $\mathbf{A}s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$

  $A s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(100)(22) \geq \frac{1.4}{400}(100)(22)$

  $A s\ \min = 6.74 \quad \geq \quad 7.7$

- $A s\ \min = 7.7\ cm^2$ …….**Control.**

1.3 * As req. = 1.3 * 6.8 = 8.85 cm^2
1.3*As req > As min.

Use As = 7.7 cm^2 **.**

Use 1Φ 12 @ 10 cm. …….. with As =(100 / 10)*1.13 = 11.3 cm^2.

- As provided=11.3 > As req.……..**OK.**

(4.9.1.5) Check for yielding:

- Tension = Compression

$$A_s * fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$$

$$11.3 * 400 = 0.85 * 24 * 100 * a$$

$$a = 2.216cm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{2.216}{0.85} = 2.61cm$$

$$£_s = \frac{22 - 2.61}{2.61} * 0.003$$

$$£_s = 0.0223 > 0.005 \longrightarrow ok$$

(4.9.1.6) Development length of the bars:

$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f'_c}} \times \sim \times \quad \times ¥ \times d_b$$

$$L_d = \frac{400}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 = 48.99cm.$$

4.9.1.7 Secondary reinforcement:

$$As = \frac{1}{5} \times As_{req} = \frac{1}{5} \times 5.94 = 1.2cm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 25 = 4.5cm^2$$

Use Φ10 @ 15 cm …….. With As = (100 / 15)*0.79 = 5.3 cm².

4.9.2 Design of landing :-

Design as one way solid slab.

4.9.2.1 Load calculations:-

- **Tiles** = 0.03*22 = 0.66 KN/m².
- **Mortar** = 0.03*22 = 0.66 KN/m².
- **Slab** = 0.25*25 = 5 KN/m².
- **Plaster** = 0.03*22 = 0.66 KN/m².

Total dead load = 0.66 + 0.66 + 5 + 0.66

= 6.98 KN/m².

Width of landing = 1.50 m.

Dead load =6.98 * 1.5 = 10.5 KN /m.

Live load on the landing = 5 KN /m².

Live load on landing = 5 *1.5 = 7.5 KN /m .

- Reaction of the stair on the landing = 42.71 KN / m.

Factored Total load / m. = 1.2 (D.L) + 1.6 (L.L) + Reaction of the satire

= (1.2*10.5) + (1.6*7.5) + 42.71 = 67.31 KN / m.

4.9.2.2 Design of Bending:

$$Mu = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{67.31 \times 3.35^2}{8} = 94.43 KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{¤} = \frac{94.43}{0.9} = 104.92 KN.m$$

- Assume Ø 12 for main reinforcement:-

d = 25-2-1 =22 cm.

Take d = 22 cm.

- $R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$.

$$R_n = \frac{105 * 10^6}{1000 * 220^2} = 2.17 \quad MPa.$$

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

$$°_{req} = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 2.17}{400}}\right) = 0.00575$$

$$As_{req.} = 0.00575 \times 100 \times 22 = 12.65 cm^2$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(100)(17) \geq \frac{1.4}{400}(100)(17)$$

$$As_{\min} = 5.2 \geq 5.95$$

$$\rightarrow As_{\min} = 5.95cm^2 .....Control$$

$$As_{req.} = 12.65cm^2 > As_{\min} = 5.95cm^2$$

Use 1Φ14 @ 10 cm, with As = (100 / 10)*1.539 = 15.39 cm² > As $_{req}$ = 12.65 cm^2

4.9.2.3 Secondary reinforcement:

$$As = \frac{1}{5} \times As_{req} = \frac{1}{5} \times 12.65 = 2.52cm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 25 = 4.5cm^2$$

Use 1Φ10 @ 15 cm, with As = (100 / 15)*0.79 = 5.2 cm² > As $_{req}$ = 4.5 cm^2

4.9.2.4 Design of shear:

$$Vu = \frac{qu \times L}{2} = \frac{67.31 \times 3.35}{2} = 112.75KN$$

$$\text{¤}Vc = \frac{\text{¤}\sqrt{f_c} * b_w * d}{6}$$

$$\text{¤}Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 220}{6} = 134.72KN$$

$$\text{¤}.Vc = 134.72KN > Vu = 112.75KN$$

No shear Reinforcement is required.

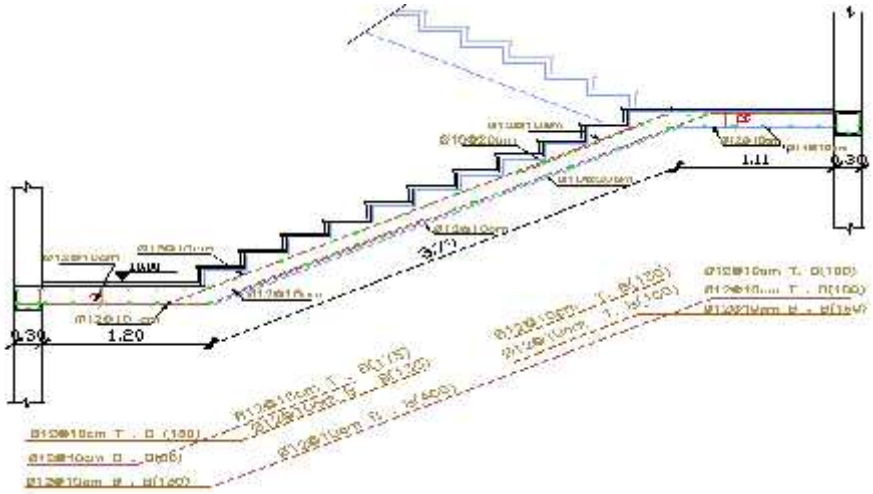


Fig. (4.9): Detail of reinforcement for ST 02.

(4.10)Design of column:

4.10.1 Design of Short column (C03 - Ground Floor):

4.10.1.1 Design of Longitudinal Reinforcement:

Select column (C03) in the ground floor for design.

$$p_u = 1800KN$$

$$p_{n\,req} = \frac{1800}{0.65} = 2769.2KN$$

$$Use\,° = °g = 3\%$$

$$Pn = 0.8 * Ag * [0.85 * fc' + °g(fy - 0.85 * fc')]$$

$$2769.2 \times 10^{+3} = 0.8 * Ag * [0.85 * 24 + 0.03 * (400 - 0.85 * 24)]$$

$$Ag_{req.} = 1088.9cm^2.$$

$$Use 30cm \times 40cm \Rightarrow Ag = 1200cm^2 > 1088.9cm^2 ..ok$$

$$30cm > \min imum \ \dim. = 25cm.....ok$$

To find ρ required for Ag = 1200 cm^2

The same equation can be applied as follows:

$$Pn = 0.8 * Ag * [0.85 * fc' + °g(fy - 0.85 * fc')]$$

$$2769.2 \times 10^{+3} = 0.8 * 1200 * [0.85 * 24 + ° * (400 - 0.85 * 24)]$$

$$° = 0.0223$$

$$As_{req.} = 0.0223 * 1200 = 26.7cm^2$$

$$Select \quad 6¤25 ... As_{Pr\,ov.} = 29.44cm^2 > As_{req.} = 26.7cm^2 ....ok$$

Check if the column is short or long

$$\left(\frac{k.L_u}{r}\right) \le (34 - 12\left(\frac{M_1}{M_2}\right)) \le 40 .....ACI.10 - 12 - 2$$

$$L_u : Actualun \ \sup ported\,(unbraced)length$$

$$K : effective \ length \ \ factor(K = 1 for \ braced \ \ frame)$$

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

I: Moment of inertia

A: Cross sectional area of the column

$$I = \frac{bh^3}{12} .... for \ \ rec\tan gular \ \ sec tion$$

$$A = b * h$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12 * b * h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.3 * h$$

$$r = 0.3 * 0.4 = 0.12 m^2$$

$$k = 1.0$$

$$Lu = 3.0 m$$

$$\frac{k.L_u}{r} = \frac{1 * 3.5}{0.120} = 25 < 34$$

$$\therefore Short \ \ Column$$

4.10.1.2 Design of the Tie Reinforcement:

$$Spacing \le 16 \times d_b (Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 2.5 = 40 cm.$$

$$Spacing \le 48 \times d_t (tie.bar.diameter) = 48 \times 1.0 = 48 cm.$$

$$Spacing \le Least.\dim ension = 40 cm$$

$$use \ \Phi 10 @ 20 cm$$

But the spacing between ties must be reduced by the factor of 0.67 in above and below the slab by a length which must be grater than the long dimension of the column as follows:

Long diminution for the column = 40 cm

Spacing between ties = 0.67 * 20 = 13.4 cm

So, 50 cm below the slab and 50 cm above the slab must the ties be every 10 cm

Fig.(4.10): Detail Of Column.

4.10.2 Design of long column(C 25):

4.10.2.1 Design Of Longitudinal Reinforcement:

Select column (C25) for design.

Pu = 1800 KN

Pn = 1800/(0..65) = 2769 KN

$$^{\circ}g = 1.5\ \%$$

$$Pn = 0.8 * Ag\{0.85 * fc' + {}^{\circ}g(fy - 0.85\,fc')\}$$

$$2769 = 0.8 * Ag[0.85 * 24 + 0.015 * (400 - 0.85 * 24)]$$

$$Ag = 1326cm^2$$

$$Select\ \ 40X40cm \Rightarrow Ag_{\Pr ovided} = 1600cm^2$$

Lu = 7.0m

M1&M2 =1

K=1 , According to ACI 318-2008 (**10.10.6.3)** The effective length factor, ***k***, shall be permitted to be taken as 1.0.

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \quad \text{..... .....} ACI - (10.12.2)$$

$$\frac{1 * 7}{0.3 * 0.4} = 58.33 > 22$$

$$\therefore long\ \ Coloumn$$

Check slenderness limit:

$$\frac{klu}{r} = 58.33 < 100$$

Slenderness limit not exceeded.

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\ _d} \quad \text{..... .....[} ACI\ 318-2008\ \ (Eq.\ 10-15)]$$

$$E_c = 4750\sqrt{fc'} = 4750 * \sqrt{24} = 23270\ .15\,Mpa$$

$$_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2(1000)}{1800} = 0.67$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.4*0.4^3}{12} = 2.13*10^{-3}m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23270\ .15*10^6*2.13*10^{-3}}{1+0.64} = 11.88\,MN\ .m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2} \quad \text{..... ..... } ACI\ 318-2008\,(Eq.\ 10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2 * 12.1}{(1.0*7)^2} = 2.39\,MN\ .$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \text{ ....}ACI\ 318-2008\,(Eq.10-16)$$

$$Cm = 1 \text{ ..... } According\ \ to\ \ ACI\ 318-2008\,(10.10.6.4)$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1-(Pu\ /\ 0.75P_{c)}} \geq 1.0 \quad \text{..... .....} ACI\ 318-2008\,(Eq.\ 10-12)$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-(1800\ /\ 0.75*2390)} = 5.9 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03*h = 15 + 0.03*400 = 27\,mm = 0.027\,m$$

$$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.027 * 5.9 = 0.16$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.16}{0.4} = 0.4$$

From Interactio n Diagram

$$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{1800}{0.4*0.4} * \frac{145}{1000} = 1.631 \ \ Psi$$

$$°_g = 0.025$$

$$A_s = ° * A_g = 0.025*40*40 = 40\ \ cm^2$$

$Check \quad ¤.P_n > P_u$

$$¤Pn_{\max} = ¤.\left[0.8 * \left\{0.85 * fc'(A_{g-}A_{st}) + f_y A_{St}\right\}\right] \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots ACI\,318-2008(Eq.10-2)$$

$$= 0.65\left[0.8 * \left\{0.85 * 24(160000-4000) * 10^{-6}) + 400 * 4200 * 10^{-6}\right\}\right]$$

$$= 2486.85 \ \ KN > 1800 \ \ KN \qquad Ok$$

$\therefore \quad Select \ \ 10¤25 \Rightarrow As_{\Pr ovided} = 49.06cm^2 > As_{req.} = 40cm^2$

4.10.2.2 Design of the Tie Reinforcement:

$Spacing \le 16 \times d_b\,(Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 2.5 = 40cm.$

$Spacing \le 48 \times d_t\,(tie.bar.diameter) = 48 \times 1.0 = 48cm.$

$Spacing \le Least.\dim ension = 30cm$

$\therefore \quad Use \ \ 1¤10@20cm$

4.11 Design of Basement wall:

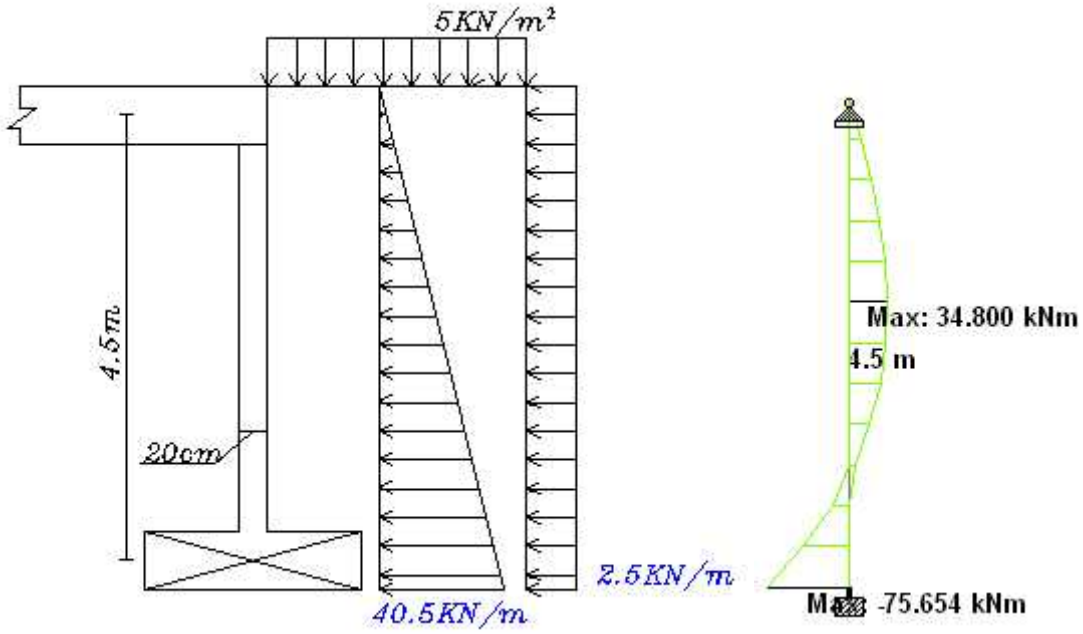


Fig.(4.11): Basement wall moment Diagram

4.11.1 Load Calculation:

When Φ= 30, γ = 18KN/m^3 & K= 0.5

e_0 = K* γ*H

= 0.5*18*4.5 = 40.5 KN/m^2

e_{0p}= K*P

=0.5*5=2.5KN/m^2

4.11.2 Thickness Calculation:

M $_{max}$ = 76 KN.m

Assume $\rho = 0.5\rho_{max} = 0.01$

$$m = \frac{Fy}{0.85\,fc'} = \frac{400}{0.85*24} = 19.6$$

$$Rn = \rho * fy(1-0.5m\rho) = 0.01*400*(1-0.5*19.6*0.01) = 3.61Mpa$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} \Rightarrow d = \sqrt{\frac{76*10^6}{0.9*1000*3.61}} = 152.9mm$$

$$h = 153+30+10 = 193mm$$

$$select \quad h = 20cm$$

4.11.3 Wall Design:

Negative moment:

Mu= 76 KN.m

$$Rn = \frac{76*10^{+6}}{0.9*1000*(160)^2} = 3.3Mpa$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left[1-\sqrt{1-\frac{2*Rn*m}{fy}}\right] = \frac{1}{19.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*19.6*3.3}{400}}\right) = 0.00905$$

$$A_s req = 0.00905*100*16 = 14.5cm^2/1m$$

$$Use\ \ 1¤14@10cm \rightarrow As_{Prov.} = \frac{100}{10}*\frac{®*1.4^2}{4} = 15.4cm^2 > As_{req.}$$

Positive moment:

Mu= 35 KN.m

$$Rn = \frac{35*10^{+6}}{0.9*1000*(160)^2} = 1.52Mpa$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left[1-\sqrt{1-\frac{2*Rn*m}{fy}}\right] = \frac{1}{19.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*19.6*1.52}{400}}\right) = 0.004$$

$$A_s req = 0.004*100*16 = 6.33cm^2/1m$$

$$Use\ \ 1¤14@20cm \rightarrow As_{Prov.} = \frac{100}{20}*\frac{®*1.4^2}{4} = 7.7cm^2 > As_{req.}$$

Check for minimum As

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(400)}(100)(16) \geq \frac{1.4}{400}(100)(16)$$

$$As_{\min} = 4.9 \geq 5.6$$

$$\rightarrow As_{\min} = 5.6cm^2 .....Control$$

$$As_{req.} = 6.33cm^2 > As_{\min} = 5.6cm^2$$

For horizontal reinforcement

Use shrinkage and temperature reinforcement

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6cm^2 / m$$

$$Use ¤10@20cm \rightarrow As_{Prov.} = \frac{100}{20} * \frac{® * 1.0^2}{4} = 3.925cm^2 / m > As_{req.} = 3.6cm^2 / m$$

Check for yielding:

Tension = Compression

$$A_s * fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$$

$$15.33 * 400 = 0.85 * 24 * 100 * a$$

$$a = 3.006cm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{3.006}{0.85} = 3.54cm$$

$$£_s = \frac{16 - 3.54}{3.54} * 0.003$$

$$£_s = 0.011 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.12 Design of strip footing:

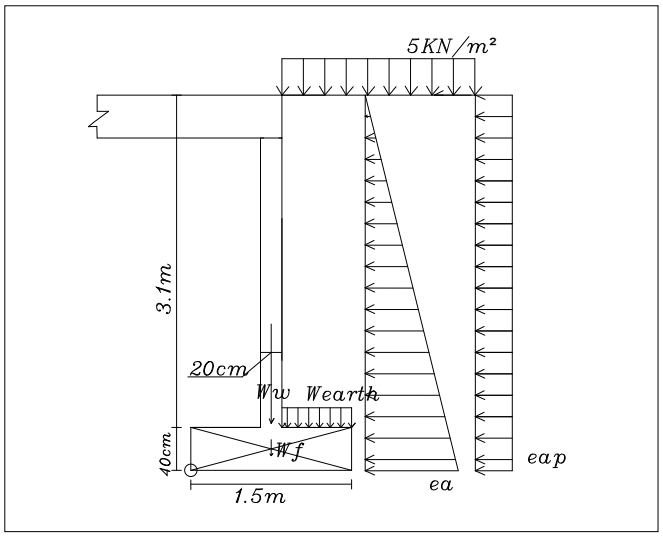


Fig.(4.12) load calculation for strip footing

4.12.1 Depth of footing.

hp=(0.1 to 0.2)*H

hp= 0.1*3.5=35cm……..select hp=40cm

4.12.2 Width of footing.

ea=k_a*γ*H

=0.5*18*3.5=31.5KN/m^2

eap= **k_a***p

=0.5*5=2.5KN/m^2

Wwall=0.2*3.1*25=15.5KN/m

Wfooting=0.4*L*25

Wearth=γ*h*(L/2-0.1)

Over turning moment:

M_0=25.1KN.m

Standing Moment:

Ms=Ww*L/2+Wf*L/2+Wearth*((L/2-0.1)*0.5+0.1+L/2)

Ms/ $M_0 \geq 2$

Select L=1.5m

So….Wf=15KN/m……Wearth=78.12KN/m

4.12.3 Determine reinforcement for moment strength:

Pnet=1.2(15+15.5)+1.6*(78.12)

=162Kn/m

$$\text{Mu} = (\text{Pnet})\left(\frac{\text{footing width} - \text{wall width}}{2}\right) * \left(\frac{\text{footing width} - \text{wall width}}{4}\right)$$

= 162(0.65)*(0.325)

= 34.22 KN.m

$$\text{Required Rn} = \frac{M_u * 10^6}{¤ * b * d^2}$$

$$\text{Required Rn} = \frac{34.22 * 10^6}{0.9 * 1000 * 340^2} = 0.329$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 25} = 19.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(0.329)}{400}}\right) = 0.0.000829$$

Areq = ρ * b * d = 0.000829 * 100 * 34 = 2.81 cm²

$$Asmin = \frac{0.25 * \sqrt{25}}{400} * 1000 * 340 = 10.625 cm^2$$

Not Less than

$$Asmin = \frac{1.4 * 1000 * 340}{400} = 11.9 cm^2$$

1.3*Asreq=1.3*2.81=3.653

As=3.653

As(shrinkage & temperature)=0.0018*40*100=7.2cm^2

As=7.22cm^2

Use ¤ 14 @20 cm As provided = 7.7 cm^2

4.12.4 Development length of main reinforcement:

$$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{fc'}} a. \quad ¥.d_b$$

$$For \quad ¤14 \ bars$$

$$Ld = \frac{400}{2\sqrt{24}} 1*1*1*1.4$$

$$Ld = 57.15 \geq 30 cm$$

Available Ld = 30 ≤ Required Ld = 57.15 cm.

So a standard hook of (20 cm) must be used to provide Ld.

4.12.5 Design of dowels bars:

As min_{req} = 0.0012 * 100 * 34 = 4.08cm^2

Use ¤ 12@25 cm

$$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{fc'}} a. \quad ¥.d_b$$

$$For \quad ¤14 \ bars$$

$$Ld = \frac{400}{2\sqrt{24}} 1*1*1*1.2$$

$$Ld = 48.99 \geq 30 cm$$

$$\therefore \quad OK$$

4.12.6 Design for secondary reinforcement:

As min = 0.0018 * 100* 40 = 7.2cm^2

Use ¤ 14@20cm

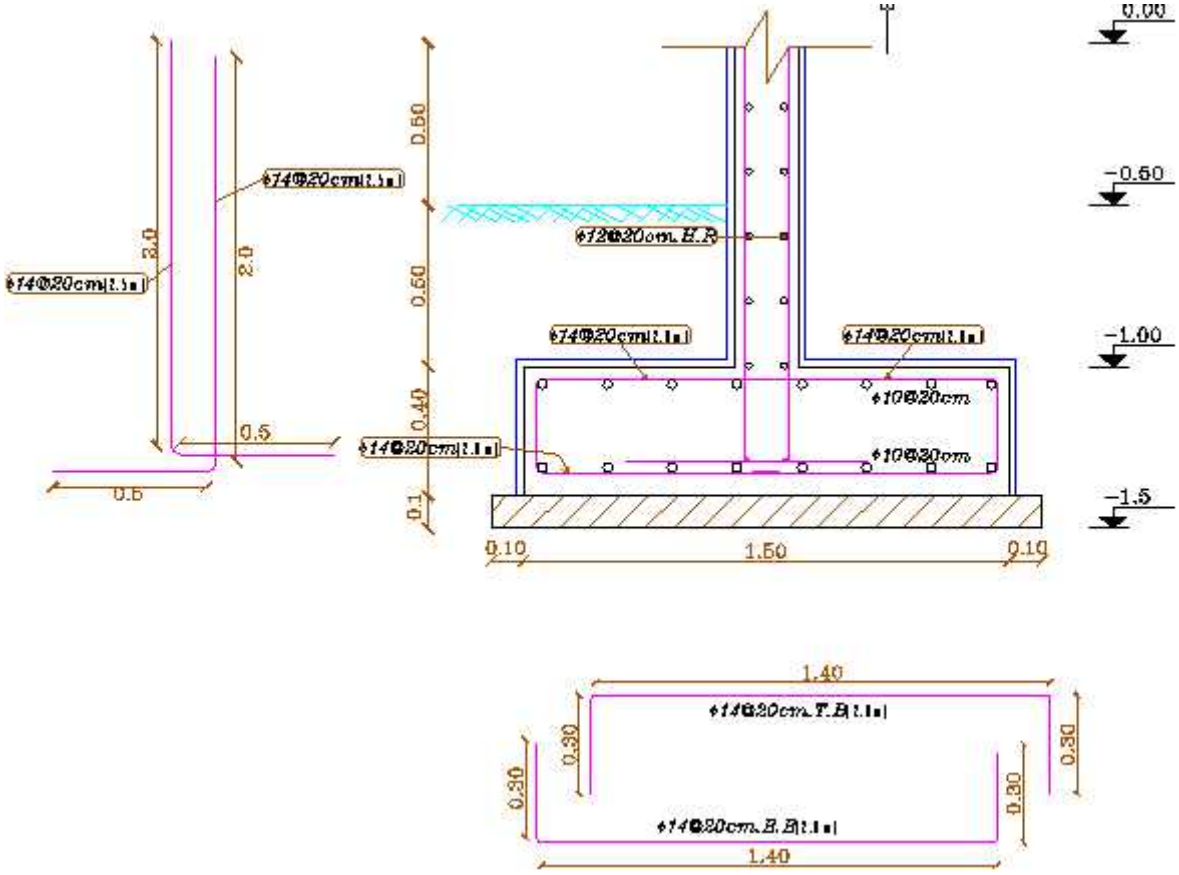
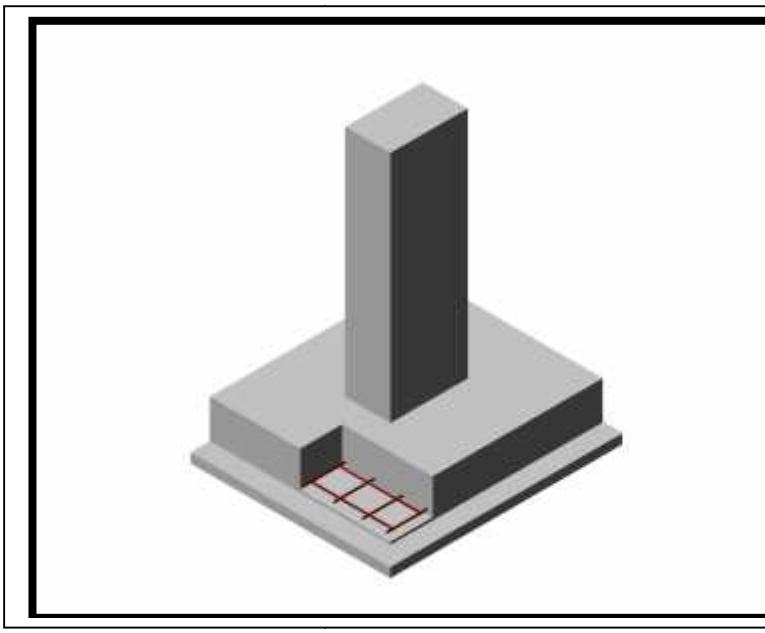


Fig.(4.13) Strip footing details

4.13 Design of Isolated footing:

Once the ultimate column or load is determined, the proper footing can be designed. The following subsections describe the analysis and design of footing (F 1) :



4.13.1 Load Calculation:

From Column :

Service dead load (D.L) = 630 KN

Service live load (L.L) = 315 KN.

Total service load = 630 + 315 = 945 KN

Factored load = 1.2 * D.L + 1.6 * L.L

= 1.2*630 + 1.6* 315

= 1260 KN

Soil weight = 18 KN/m^3

Soil depth = 1.0 m

Column geometry 30*40 cm

Allowable soil pressure = 500 KN/m^2

$$Pu = 1260Kn$$

$$Cw = 25*0.3*0.4*15 = 45Kn$$

$$Sw = 18*3*1 = 54Kn$$

$$Pu_T = Pu + 1.2*Cw + 1.2*Sw$$

$$Pu_T = 1260 + 1.2*45 + 1.2*54 = 1380Kn$$

Total service load = 945 + 54 + 45 =1044 KN

Where :

Cw: Column weight

Sw: Soil weight

Pu: Factored load from the column

Pu_T: Total load on foundation

4.13.2 Design of Footing Area:

To determine the required footing area, the total service load will be used

Allowable soil pressure = 500 KN/m^2

Area (A) = Total service load / Soil Pressure

= 1044 KN / 500 KN/m^2

= 2.1 m^2

Try 1.50m * 2.0m Area = 3.0m^2 > Required Area = 2.1 m^2

For the design of the renforce concrete member, factored load must be used :

Pu = 1360 KN

$$\pm_{Actual} = \frac{Pu}{A_{Provided}} = \frac{1360}{3.0} = 453.3KN/m^2 < 1.4*500 = 700KN/m^2 .....OK$$

4.13.3 Determine the depth of footing based on shear strength:

Assume h = h_{min} = 40 cm ….. d = 40-7-1 = 32 cm

- **Check for one way shear strength**

$$Critical \;\; Section \;\; at \;\; \frac{a}{2} + d$$

$$\frac{a}{2} + d = \frac{0.4}{2} + 0.32 = 0.52m$$

$$Vu = \pm * \left(\frac{L_{Foundation}}{2} - (\frac{a}{2} + d) \right) * B_{Foundation}$$

$$Vu = 453.3 * (\frac{2}{2} - 0.52) * 1.5 = 360KN$$

$$¤.Vc = ¤.(\frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * b_w * d)$$

$$¤.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1500 * 320 = 300Kn$$

$$¤.Vc = 300KN < Vu = 360KN$$

The Foundation Depth must be increased

Select h = 50 cm ….d = 42 cm

Check for one way shear

$$\frac{a}{2} + d = \frac{0.4}{2} + 0.42 = 0.62m$$

$$Vu = 500 * (\frac{2}{2} - 0.62) * 1.5 = 285KN$$

$$¤.Vc = ¤.(\frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * b_w * d)$$

$$¤.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1500 * 420 = 394Kn$$

$$¤.Vc = 394Kn > Vu = 285Kn$$

$$\therefore \;\; Safe$$

- **Check for two way shear action (punching)**

The punching shear strength is the smallest value of the following equations:

$$¤.V_c = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

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

$$¤.V_c = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

Where:

$$_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{40}{30} = 1.33$$

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

$$b_o = 4d + 2a + 2b = 4*0.42 + 2*0.4 + 2*0.3 = 3.08m$$

$\sim_s$ = 40 for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.33}\right)*\sqrt{24}*3080*420 = 2021Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.42}{3.08}\right)*\sqrt{24}*3080*420 = 3014Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*3080*420 = 1617Kn$$

$$¤.V_C = 1617Kn\ \ .....\ Control$$

$$Vu_C = Pu - FR_b$$

$$FR_b = \pm_{bu} * area\ of\ critical\ \text{sec}tion$$

$$Vu_C = 1360 - [500*(0.3+0.42)*(0.4+0.42)] = 1065KN$$

$$¤.Vc = 1617Kn > Vu_C = 1065Kn..... \quad satisfied$$

4.13.4 Check transfer of load at base of column:

$$¤.Pn = ¤.(0.85\,fc'Ag)$$

$$¤.Pn = 0.65*[0.85*24*(300*400)]/1000 = 1591.2Kn$$

$$But\ \ Pu = 1360 < ¤.Pn = 1591.2$$

∴ Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

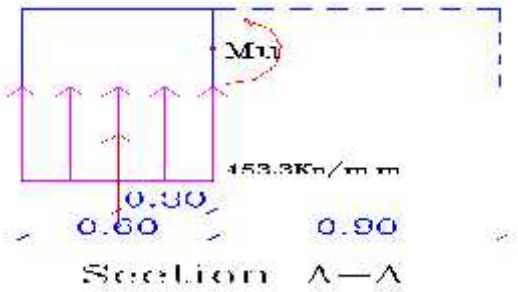
$As_{\min} = 0.005 * Ag = 0.005 * 30 * 40 = 6cm^2$

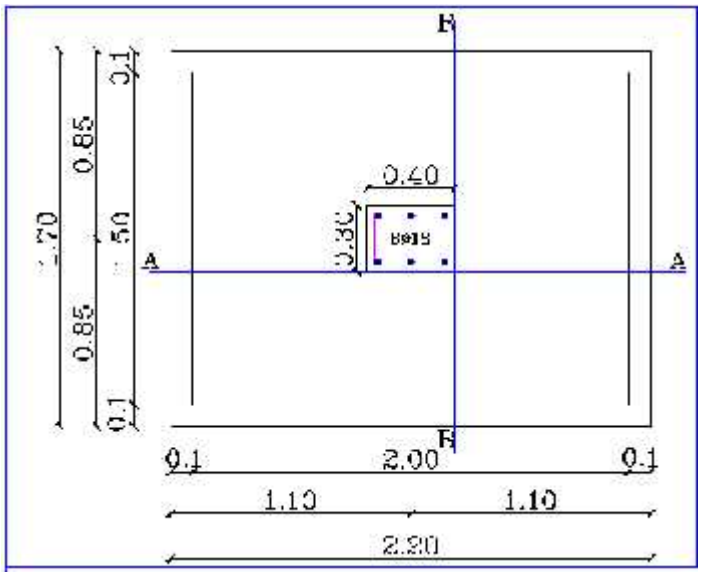
Select 6Φ12

$As_{Provided} = 6.78cm^2 > As_{Req.}$

4.13.5 Design for Bending Moment:

At section A-A





$Mu = 453.3 * (0.6 * 2.0) * 0.3 = 163.2Kn.m$

Try to design it by Plain concrete

- $Mn \geq Mu$
- $Mn = 0.55 * 0.42 * \sqrt{24} * \frac{1500 * (500)^2}{6}$
- $Mn = 70.73 \ \ KN.m$

$163.2 > 70.73$ .....*Not Satisfied*

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{163.2}{0.9} = 181.3KN.m$$

Rn = $\frac{Mn}{bd^2} = \frac{181.3 \times 10^6}{1500 \times 420^2} = 0.685Mpa$ = 0.59 Mpa.

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 19.6\times 0.685}{400}}\right) = 0.00174$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.00174 * 150 * 42 = 10.96\ cm^2$$

Check $As_{\min}$

$$As_{\min} = \frac{0.25 * \sqrt{fc'} * b * d}{Fy} = \frac{0.25 * \sqrt{24} * 1500 * 420}{400} = 19.3cm^2$$

Not less than

$$As_{\min} = \frac{1.4 * b * d}{Fy} = \frac{1.4 * 1500 * 420}{400} = 22.1cm^2$$

$$As_{req} < As_{\min}$$

$$1.3 * As_{req} = 1.3 * 10.96 = 14.28cm^2 < As_{\min} = 22.1cm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 150 * 50 = 13.5cm^2$$

$$\therefore As = 1.3 * As_{req.} = 14.28cm^2$$

Select 10¤14....$As_{Provided} = 15.4cm^2 > 14.28cm^2$.....*ok*

At section B-B

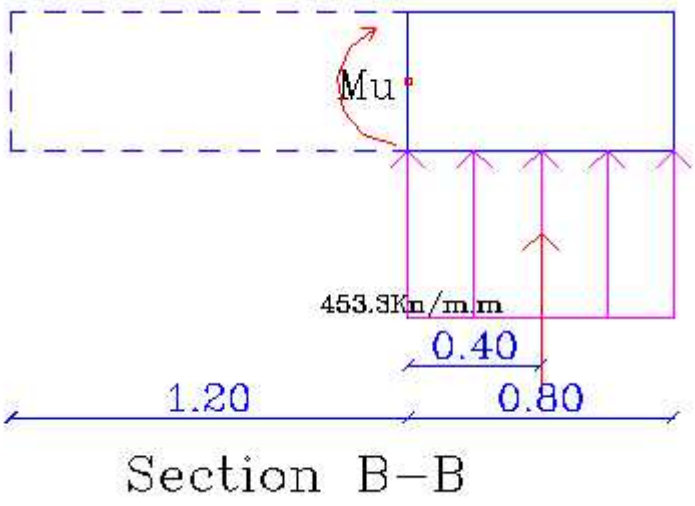
$$Mu = 453.3 * (0.8 * 1.5) * 0.4 = 217.62Kn.m$$

$$Mn = \frac{217.62}{0.9} = 241.8KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{241.8\times 10^6}{2000\times 420^2} = 0.685Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

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



Section B–B

$$\rho = \frac{1}{19.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 19.6\times 0.685}{400}}\right) = 0.00174$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.00174 * 200 * 42 = 14.64\ cm^2$$

Check $As_{\min}$

$$As_{\min} = \frac{0.25 * \sqrt{fc'} * b * d}{Fy} = \frac{0.25 * \sqrt{24} * 2000 * 420}{400} = 25.73 cm^2$$

Not less than

$$As_{\min} = \frac{1.4 * b * d}{Fy} = \frac{1.4 * 2000 * 420}{400} = 29.4 cm^2$$

$As_{req} < As_{\min}$

$1.3 * As_{req} = 1.3 * 14.64 = 19.03 cm^2 < As_{\min} = 29.4 cm^2$

$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 200 * 50 = 18 cm^2$

$\therefore As = 1.3 * As_{req.} = 19.03 cm^2$

Select $10\phi 16 ....As_{Provided} = 20.1 cm^2 > 19.03 cm^2 .....ok$

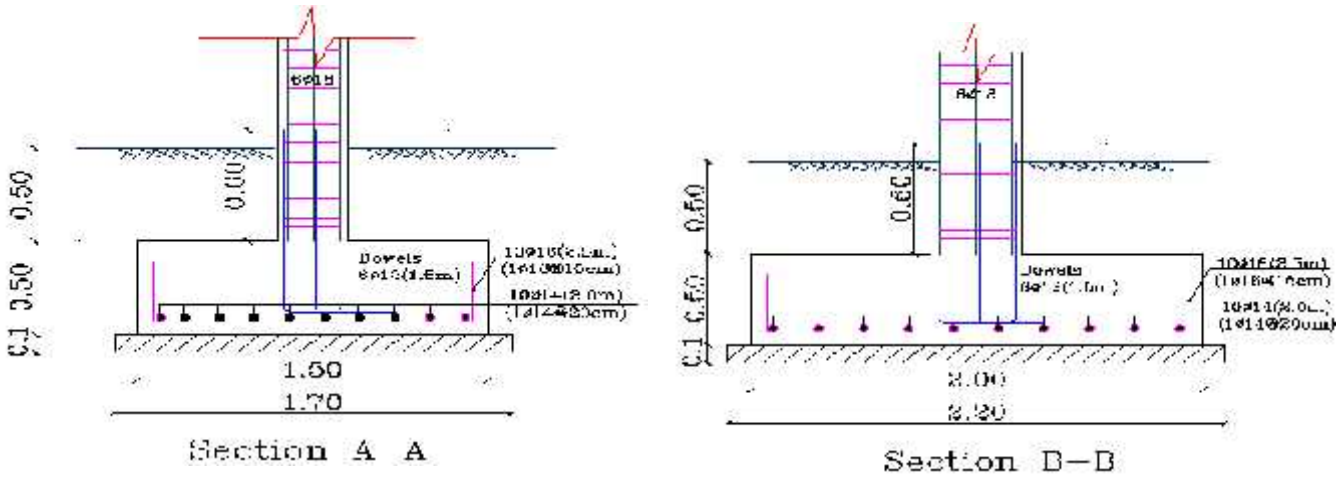


Fig.(4.14) Isolated footing details

4.13.6 Check for Strain:

Tension = Compression

$$As * fy = 0.85 * fc' * b * a$$

$$2010 * 400 = 0.85 * 24 * 1500 * a$$

$$a = 26.3mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{26.3}{0.85} = 30.94$$

$$£_s = \frac{420 - 30.94}{30.94} * 0.003$$

$$£_s = 0.038 > 0.005 \qquad .....OK$$

4.14 Design of combined footing

Footing for the column C04 & C05

Co4 : 50*60 ……D.L = 2075 KN , L.L = 1038 KN

Pu =1.2*2075+1.6*1038 = 4150 KN

Co5 : 30*40 ……D.L = 630 KN , L.L = 315 KN

Pu = 1.2*630+1.6*315 = 1260 KN

4.14.1 Determination of the footing diminutions

Allowable soil pressure = 500 KN/m^2

$$Pu = 1260 + 4150 = 5410Kn$$

$$Cw = 25 * 15 * (0.3 * 0.4 + 0.5 * 0.6) = 157.5Kn$$

$$Sw = 18 * 10 * 1 = 180Kn$$

$$Pu_T = Pu + 1.2 * Cw + 1.2 * Sw$$

$$Pu_T = 5410 + 1.2 * 157.5 + 1.2 * 180 = 5815Kn$$

Total service load = 2075+1038+630+315 + 157.5+180 = 4395.5 KN

Where :

Cw: Column weight

Sw: Soil weight

Pu: Factored load from the column

Pu_T: Total load on foundation

Distance between the tow columns is 2.6 m center to center

$FR = 4150 + 1260 = 5410Kn$

$FR\ \ Position$

$5410 * X = 1260 * 2.6$

$\Rightarrow X = 0.6m\ \ from\ C04\ \ center$

$A_{req.} = \dfrac{FR}{\pm} = \dfrac{4395.5}{500} = 8.8m^2$

$Foun._{Length} > 2 * (2.0 + .2) = 4.4$

$\therefore select\ \ Ag = 5 \times 2.5 = 12.5m^2 > 8.8m^2$

$\pm = \dfrac{5410}{12.5} = 432.8Kn/m^2 < 1.4 * 500 = 700KN/m^2 .....OK$

4.14.2 Determination of the foundation depth

Assume h = 70 cm ….. d = 70-7-1 =62 cm

- **Check for one way shear strength**

$Critical\ \ Section\ \ at\ \ \dfrac{a}{2} + d$

$\dfrac{a}{2} + d = \dfrac{0.6}{2} + 0.62 = 0.92m$

$Vu = \pm * \left(\dfrac{L_{Foundation}}{2} - (\dfrac{a}{2} + d) \right) * B_{Foundation}$

$Vu = 432.8 * (1.9 - 0.92) * 2.5 = 1060.4KN$

$¤.Vc = ¤.(\dfrac{1}{6} * \sqrt{fc'} * b_w * d)$

$¤.Vc = 0.75 * \dfrac{1}{6} * \sqrt{24} * 2500 * 620 = 968.8Kn$

$¤.Vc = 968.8KN < Vu = 106.4KN$

The Foundation Depth must be increased

Select h = 80 cm ….d = 72 cm

Check for one way shear

$$\frac{a}{2}+d=\frac{0.6}{2}+0.72=1.02m$$

$$Vu=432.8*(1.9-1.02)*2.5=952.2KN$$

$$¤.Vc=¤.(\frac{1}{6}*\sqrt{fc'}*b_w*d)$$

$$¤.Vc=0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*2500*720=1125Kn$$

$$¤.Vc=1125Kn>Vu=952.2Kn$$

$$\therefore \ Safe$$

- **Check for two way shear action (punching)**

The punching shear strength is the smallest value of the following equations:

$$¤.V_c=¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

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

$$¤.V_c=¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

Where:

$$_C=\frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)}=\frac{60}{50}=1.2$$

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

$$b_o=4d+2a+2b=4*0.72+2*0.6+2*0.5=5.08m$$

$\sim_s=40$ ……. for interior column

$$¤.V_C=¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d=\frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.2}\right)*\sqrt{24}*5080*720=5972Kn$$

$$¤.V_C=¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d=\frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.72}{5.08}\right)*\sqrt{24}*5080*720=6349Kn$$

$$¤.V_C=¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d=\frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*5080*720=4480Kn$$

¤. $V_C = 4480Kn$ ..... *Control*

$Vu_C = Pu - FR_b$

$FR_b = \pm_{bu} * area\ of\ critical\ section$

$Vu_C = 4150 - [432.8 * (0.6 + 0.72) * (0.5 + 0.72)] = 3453KN$

¤. $Vc = 4480Kn > Vu_C = 3453Kn$..... *satisfied*

4.14.3 Design for Bending Moment:

- **Bottom reinforcement**

At section A-A

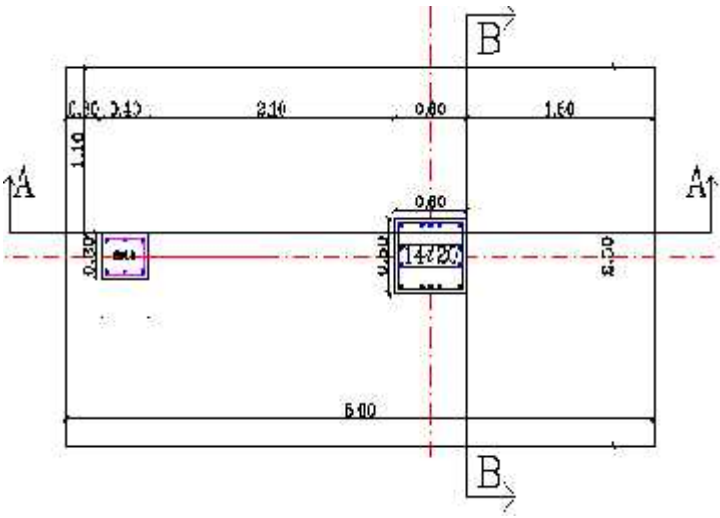
$Mu = 432.8 * (1.1 * 1.0) * 0.55 = 262Kn.m/m$

$Mn = \frac{262}{0.9} = 291.1KN.m$

$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{291.1 \times 10^6}{1000 \times 720^2} = 0.562Mpa$

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$

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



$$\circ = \frac{1}{19.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 19.6\times 0.56}{400}}\right) = 0.00142$$

$$As_{\mathrm{Re}q.} = \circ * b * d = 0.00142 * 100 * 72 = 10.22\ \ cm^2$$

Check $As_{\min}$

$$As_{\min} = \frac{0.25 * \sqrt{fc'} * b * d}{Fy} = \frac{0.25 * \sqrt{24} * 1000 * 720}{400} = 22.04cm^2$$

Not less than

$$As_{\min} = \frac{1.4 * b * d}{Fy} = \frac{1.4 * 1000 * 720}{400} = 25.2cm^2$$

$$As_{req} < As_{\min}$$

$$1.3 * As_{req} = 1.3 * 10.22 = 13.28cm^2 < As_{\min} = 25.2cm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 80 = 14.4cm^2$$

$$\therefore As = 14.4cm^2 / m$$

Select ¤ $20/20cm....As_{\mathrm{Pr}ovided} = 15.7cm^2/m > 14.4cm^2/m.....ok$

At section B-B

$$Mu = 432.8 * (1.6 * 1.0) * 0.8 = 554Kn.m/m$$

$$Mn = \frac{554}{0.9} = 615.6KN.m$$

Rn = $Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{615.6\times 10^6}{1000\times 720^2} = 1.19Mpa$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 19.6\times 1.19}{400}}\right) = 0.0031$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.0031*100*72 = 22.1\ cm^2/m$$

Check $As_{\min}$

$$As_{\min} = \frac{0.25*\sqrt{fc'}*b*d}{Fy} = \frac{0.25*\sqrt{24}*1000*720}{400} = 22.04 cm^2/m$$

Not less than

$$As_{\min} = \frac{1.4*b*d}{Fy} = \frac{1.4*1000*720}{400} = 25.2 cm^2/m$$

$As_{req} < As_{\min}$

$1.3*As_{req} = 1.3*22.1 = 28.73 cm^2/m > As_{\min} = 25.2 cm^2/m$

$As_{Shrinkage} = 0.0018*b*h = 0.0018*100*80 = 14.4 cm^2/m$

$\therefore As = As_{\min.} = 25.2 cm^2/m$

$Select\ \text{¤}25@15cm....As_{Provided} = \frac{100*4.9}{15} = 32.7 cm^2 > 25.2 cm^2.....ok$

Check for Strain:

Tension = Compression

$As*fy = 0.85*fc'*b*a$

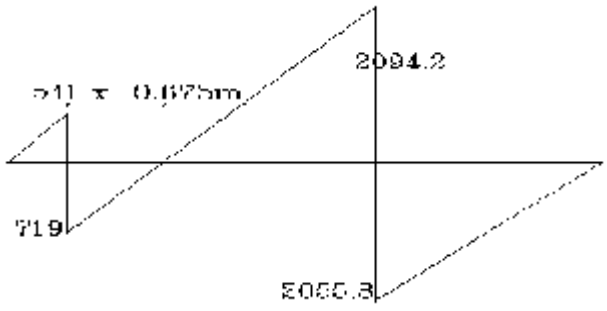
$3270*400 = 0.85*24*1000*a$

$a = 64.12mm$

$\pounds_s = \frac{720-64.12}{64.12}*0.003$

$\pounds_s = 0.031 > 0.005$ .....*OK*

- **Top reinforcement**



In Long Length

Max. Mu is at zero shear

The shear diagram is show that zero shear is

At x = 0.675 m

$Mu = 1260*0.675 - 432.8*(0.675+0.5)*1.0 = 341.96 Kn.m/m$

$Mn = \frac{342}{0.9} = 380 KN.m$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{380 \times 10^6}{1000 \times 720^2} = 0.733Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.6 \times 0.733}{400}}\right) = 0.00187$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.00187 * 100 * 72 = 13.44cm^2 / m$$

Check $As_{\min}$

$$As_{\min} = \frac{0.25 * \sqrt{fc'} * b * d}{Fy} = \frac{0.25 * \sqrt{24} * 1000 * 720}{400} = 22.04cm^2 / m$$

Not less than

$$As_{\min} = \frac{1.4 * b * d}{Fy} = \frac{1.4 * 1000 * 720}{400} = 25.2cm^2 / m$$

$As_{req} < As_{\min}$

$1.3 * As_{req} = 1.3 * 13.44 = 17.5cm^2 / m < As_{\min} = 25.2cm^2 / m$

$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 80 = 14.4cm^2 / m$

$\therefore As = 1.3 * As_{req.} = 17.5cm^2 / m$

Select ¤$20@15cm....As_{Provided} = \frac{100 * 3.14}{15} = 20.9cm^2 > 17.5cm^2 .....ok$

In Short length

$As = As_{Shrinkage} = 0.0018 * 100 * 80 = 14.4cm^2$

Select ¤$20@20cm.....As_{prov.} = \frac{100 * 3.14}{20} = 15.7cm^2 / m$

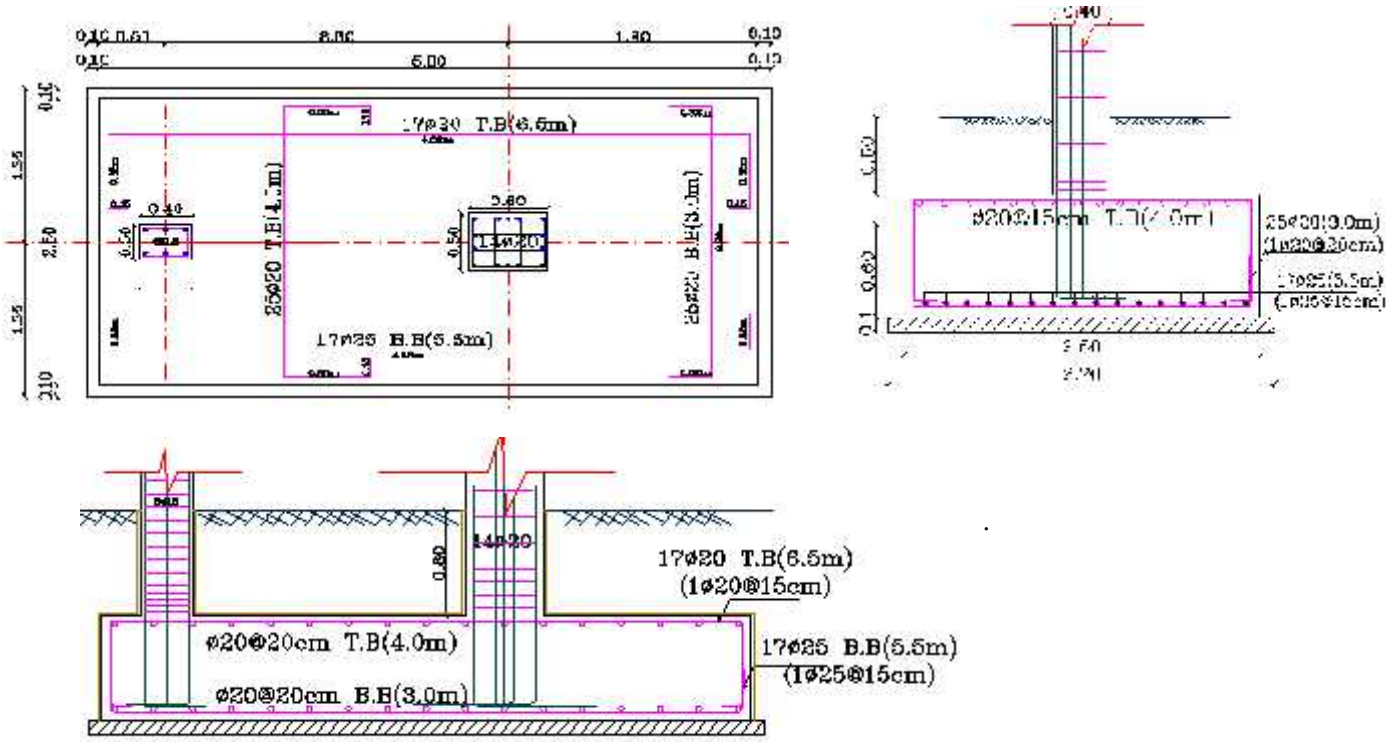


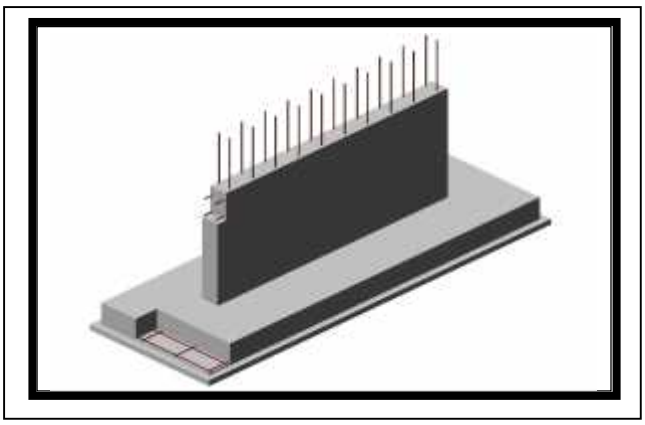
Fig.(4.15) Combined footing details

4.15 Design of Shear Wall:

4.15.1Calculation of shear force on shear walls:

- **Earthquake loads**

From Uniform Building Code (UBC) 1997:



Z=0.3

R=5.5

I=1

Ca = 0.33

Cv = 0.45

hn = 14m

Ct = 0.02

Where:

Z = Seismic zone factor as given in table 16-I.debends on the zone number which is equal to 3 for Jerusalem according to Appendix chapter 16 in UBC.

R = numerical coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force resisting systems, as set in Table 16-N depends on the basic structural system .

I= importance factor given in table 16-K.depends on occupancy category

Ca = seismic coefficient, as set forth in Table 16-Q.debends on soil profile type and the seismic zone factor.

The soil profile type is considered to be SC which represent Very Dense Soil and Soft Rock in Table 16-J.

Ct = numerical coefficient given in section 1630.2.2.

WHERE:
Ct = 0.035 (0.0853) for steel moment-resisting frames.
Ct = 0.030 (0.0731) for reinforced concrete moment-resisting frames and eccentrically braced frames.
Ct = 0.020 (0.0488) for all other buildings.

Cv = seismic coefficient, as set forth in Table 16-R. depends on soil profile type and the seismic zone factor.

hi, hn, hx = height in feet (m) above the base to level *i , n or x*, respectively.

$$Ft = 0.07 * T * V$$

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$ Eq…. 30-8 (UBC)

$$T = 0.0481*(14)^{3/4} = 0.353$$

$$V_1 = \frac{Cv*I}{R*T}W = \frac{0.45*1}{5.5*0.353}*W = 0.231*W$$

Not Exceed

$$V_1 = \frac{2.5*Ca*I}{R.}W = \frac{2.5*0.33*1}{5.5}*W = 0.15*W$$

And Not Less than

$$V_1 = 0.11*Ca*I*W = 0.11*0.33*1*W = 0.0363*W$$

$$\therefore\ V = 0.15*W.....Control$$

To calculate the force at the top (Ft)

According to UBC 1630.5, Ft need not exceed 0.25V and may be considered as zero where T is 0.7 second or less.
So, Ft = 0.0 since T = 0.353 < 0.7

$$Fx = \frac{(V - Ft)*w_x*h_x}{\sum_{i=0}^{n}(w_i*h_i)}$$

For 3^{rd} *Floor*

$$W = (D.L + 0.25*L.L)*Area$$

$$W = (10 + 0.25*5)*(56*56) = 35280Kn$$

$$V = 0.15*W = 0.15*35280 = 5292Kn$$

$$W_{3^{rd}\ floor} * h_{3^{rd}\ floor} = 35280*14 = 493920Kn.m$$

$$\sum(w_i*h_i) = 35280*(14 + 10.5 + 7 + 3.5) = 1234800Kn.m$$

$$Fx = \frac{(5292 - 0.0)*493920}{1234800} = 2116.8Kn$$

$$Vu_{at\ base} = Fx + Ft$$

$$Vu_{at\ base} = 2116.8 + 0.0 = 2116.8Kn$$

$$Mu_{at\ base} = Fx*H = 2116.8*14 = 29635.2Kn.m$$

To find the shear force acts on the shear wall, Staad Pro. 2006 software is used for analyses.

By applying 100 KN force at the center of the building, and by dividing the shear wall into plates, the shear stress and shear force that acts on each plate are shown in the table below:

FX (KN)	SX ($KN/m^{2)}$	Plate Dim.	Plate No.
3.6	14.4	1.0 * 0.25	1

3.15	12.6	1.0 * 0.25	2
2.95	11.8	1.0 * 0.25	3
2.85	11.4	1.0 * 0.25	4
2.7	10.8	1.0 * 0.25	5
15.25	Sum		

That's mean in each 100 KN horizontal force applied to the building, 15.25 KN act on this shear wall

$$\%\ FX = \frac{15.25}{100} = 0.1525 = 15.25\%$$

For 3rd floor

$$FX = 0.1525 * 2116.8 = 322.812\ \ KN$$

$$Vu = 322.812$$

$$Mu = 0.0$$

For 2nd floor

$$FX = 0.1525 * 1587.6 = 242.11\ \ KN$$

$$Vu = 322.812 + 242.11 = 564.92\ \ KN$$

$$Mu = 322.812 * 3.5 = 1129.842\ \ KN.m$$

Table (4 . 3) Calculation of the total earthquake forces, shear, and moment

Calculation Table for earthquake Forces, Shear and Moment										
Mu	**Vu**	**Fx*%Fx**	**Fx**	**(W*H)**	**(V - Ft)**	**Ft**	**H**	**V**	**W**	**Floor**
Kn.m	**Kn**	**KN**	**Kn**	**Kn.m**	**Kn**	**Kn**	**M**	**Kn**	**Kn**	**#**
0	**322.812**	322.812	2116.8	493920	5292	0	14	5292	35280	3rd
1129.842	564.921	242.109	1587.6	370440	5292	0	10.5	5292	35280	2nd
3107.066	726.327	161.406	1058.4	246960	5292	0	7	5292	35280	1st
5649.21	807.03	80.703	529.2	123480	5292	0	3.5	5292	35280	Ground
18359.93	807.03	0	0	0	0	0	0	0	0	At base
Design Values : Vu = 808 Kn , Mu = 18360 Kn.m										

- **Wind load calculations**

Design wind pressures for buildings and structures shall be determined for any height in accordance with the following formula:

$$P = Ce * Cq * qs * Iw$$

Where:

Ce = combined height, exposure and gust factor coefficient as given in Table 16-G.
Cq = pressure coefficient for the structure or portion of structure under consideration as given in Table 16-H.
Iw = importance factor as set forth in Table 16-K.
P = design wind pressure.
qs = wind stagnation pressure at the standard height of 33 feet (10.0 m) as set forth in Table 16-F.

From table 16-G in the UBC, the value of Ce for Exposure B depends on the floor height and its value for each floor is shown in the calculation table below.

$$Cq = 1.3 ... from\ table\ 16 - H\ in\ UBC$$

$$Iw = 1.0$$

qs: from table 16-F, and by assume the wind velocity equal to 100 Km/h , then :

$$qs = 0.604 Kn/m^2$$

$$P = Ce * Cq * qs * Iw$$

$$P = 0.95 * 1.3 * 0.604 * 1.0 = 0.746 Kn/m^2$$

$$Force(Fx) = P * h_{floor} * L_{floor} = 0.746 * 3.5 * 56 = 146.22 Kn$$

$$Mu_{Base} = Fx * h = 146.22 * 14 = 2046.86 Kn.m$$

Table (4 . 4) Calculation of the total earthquake forces, shear, and moment

Calculation Table for Wind Pressure, Shear and Moment at Base.							
Floor	Base	Shear	Force	P	Ce	H	Floor
Moment	Moment	Kn	Kn	kn/m2	From Table 16-G	m	No.
4513.86	0.00	**481.70**	0.00	0.000	0	0	At Base
2827.90	333.96	386.29	95.42	0.487	0.62	3.5	Ground
1475.89	775.65	275.48	110.81	0.565	0.72	7	1st
511.71	1357.39	146.20	129.28	0.660	0.84	10.5	2nd
0.00	2046.86	0.00	146.20	0.746	0.95	14	3rd
	4513.86		**481.70**	**Total**			
Design Values : Vu = 482 Kn<808KN , Mu = 4514 Kn.m<18360KN.m							

4.15.2 Design of shear wall:

Design values:

$$Vu = 808.0\ \ Kn$$

$$Mu = 18360.0\ \ Kn.m$$

$fc' = 24 \ \ Mpa$

$Fy = 400 \ \ Mpa$

$Shear \ \ wall \ \ thickness(t) = 25cm$

$Shear \ \ wall \ \ width(L_w) = 5.0m$

$Shear \ \ wall \ \ height(h_w) = 14m$

4.15.2.1 Design of the Horizontal reinforcement:

$Vu = 808 \ \ Kn$

$Mu = 18360 Kn.m$

$weight_{wall} = 24 * (5 * 0.25 * 14) = 420 Kn$

$Pu_{from \ slabs} = 2500 KN$

$Pu_{Total} = 2500 + 420 = 2920 KN$

- **Determination of effective depth (d)**

According to (ACI 318-2008 11.9.4) , For design for horizontal shear forces in plane of wall, d shall be taken equal to 0.8Lw , where Lw is the wall length.
d = 0.8 * 5.0 = 4 m

- **Calculating of shear reinforcement**

$Vu = 808 KN$

$$Vn = \frac{Vu}{¤} = \frac{808}{0.75} = 1077.33 KN$$

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

$$Vc = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 250 * 4000 = 816.5 KN$$

$$Vs = Vn - Vc = 1077.33 - 816.5 = 260.83$$

$$\frac{Av}{S} = \frac{Vs}{Fy * d} = \frac{260.83 * 10^3}{400 * 4000} = 0.163mm$$

Not Less than

$$\frac{Av}{S} = 0.0025 * h = 0.0025 * 250 = 0.625mm$$

$$Select \ \ 2\text{¤}12 \Rightarrow Av = 2 * \frac{3.14 * 1.2^2}{4} = 2.261cm^2$$

$$\frac{Av}{S} = 0.625 \Rightarrow S = \frac{226}{0.625} = 361.6mm$$

$$Select \ \ S = 30cm$$

$$\therefore \ \ Use \ \ 2\Phi 12@30cm$$

- ✓ According to (ACI 318-2008 11.9.9.3) , Spacing of horizontal shear reinforcement shall not exceed the smallest of Lw /5, 3h, and 18 in., where Lw is the overall length of the wall. So

$$S_{\max.} = \frac{Lw}{5} = \frac{500}{5} = 100cm$$

$$S_{\max.} = 3 * h = 3 * 25 = 75cm$$

$$S_{\max.} = 18 * 2.51 = 45.2cm$$

$$Select \ \ S = 30 \ \ cm$$

- **Check As minimum**

- ✓ According to (ACI 318-2008 14.3.3) , Minimum ratio of horizontal reinforcement area to gross concrete area (ρ) shall be 0.0025.

$$As_{\Pr ovided} = 2.261cm^2$$

$$Ag = 25 * 30 = 1000cm^2$$

$$° = \frac{As}{Ag} = \frac{2.261}{750} = 0.00302$$

$$° = 0.003 > °_{\min} = 0.0025 \ .....ok$$

4.15.3 Design of the Vertical reinforcement:

$$Avn = \left[0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{hw}{Lw} \right) * \left(\frac{Av_h}{S * h} \right) \right] * S * h$$

$$\frac{hw}{Lw} = \frac{14}{5} = 2.8 > 2.5$$

$$\Rightarrow Avn = 0.0025 * S * h$$

$$Select \ \ 2\text{¤}12 \Rightarrow As = 2.26cm^2$$

$$226 = 0.0025 * S * 250$$

$$\Rightarrow S = 361.6mm$$

Check S max.

$$S_{\max.} = \frac{Lw}{3} = \frac{500}{3} = 166.67cm$$

$$S_{\max.} = 3 * h = 3 * 25 = 75cm$$

$$S_{\max.} = 18 * 2.51 = 45.2cm$$

$$Select\ S = 30\ cm < S_{req.} = 36.1cm$$

$$Use\ \ 2¤12@30cm$$

4.15.4 Design of moment:

Design of heavy loaded shear wall:

$$Mu = 18360\ \ KN.m$$

$$C \geq \frac{Lw}{4.5} = \frac{5.0}{4.5} = 1.11$$

$$Cw = C - 0.1 * Lw$$

$$Cw = 1.11 - 0.1 * 5.0 = 0.61m$$

$$\Rightarrow Cw_{each\ boundary} = \frac{0.61}{2} = 0.305m$$

$$Select\ \ Cw = 60cm > 30.5cm$$

$$Asv = \frac{Lw}{S} * Avn$$

$$Asv = \frac{5.0}{0.3} * 2.261 = 37.683 cm^2$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{Asv * Fy}{2 + 0.85 * B1 * fc' * Lw * h}$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{3768.3 * 400}{2 + 0.85 * 0.85 * 24 * 5000 * 250} = 0.0695$$

$$Mu = 0.9 * 0.5 * Asv * Fy * Lw * \left(1 - \frac{Z}{Lw}\right)$$

$$Mu = 0.9 * 0.5 * 3768.3 * 400 * 5000 * (1 - 0.0695) = 3155.76 \ \ KN.m$$

$$Mu_{Design} = 18360 - 3155.76 = 15204.24 \ \ KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{¤} = \frac{15204.24}{0.9} = 16893.6 \ \ KN.m$$

$$As_{req} = \frac{Mn}{Fy * (Lw - Cw)} = \frac{16893.6 * 10^6}{400 * (5000 - 600)} = 9598.6 mm^2$$

$$As_{\max.} = 0.08 * b * Cw = 0.08 * 250 * 600 = 12000 mm^2 > As_{req.} = 9598.6 mm^2$$

$$Select \ ¤25 \rightarrow As = \frac{® * 2.5^2}{4} = 4.91 cm^2$$

$$No. \ Of \ \ bzrs = \frac{95.986}{4.91} = 19.55 \ \ bar$$

$$Select \ \ 20¤25 ..... As_{Provided} = 20 * 4.91 = 98.2 cm^2 > As_{req.} = 95.986 cm^2$$

- **At the openings in shear walls**

According to (ACI 318-2008 14.3.7), not less than $2¤20$ bars in walls having two layers of reinforcement in both direction shall be provided around window, door, and similar sized openings.

4.15.5 Design of the shear wall footing

Design the footing for the stairs shear wall as strip footing

4.15.5.1 Load Calculation

$$Pu = Pu_{wall} + Pu_{slabs} + Pu_{Stairs}$$

$$Pu_{W.wall} = 14 * 0.3 * 1.0 * 25 = 105 KN/m$$

$$Pu_{slabs} = 2500 KN$$

$$Pu_{Stairs} = 112.75 * 4 = 451 KN$$

$$\Rightarrow Pu_{Total} = 105 + \frac{2500}{5} + \frac{451}{5} = 695.2 KN/m$$

4.15.5.2 Determination of footing width

$Pu_{Total} = 695.2KN/m$

$\pm_{allw.} = 500KN/m^2$

$Select\ the\ width = 1.5m$

$$\pm = \frac{695.2}{1.5} = 463.5 < 1.4*500.....OK$$

4.15.5.3 Determination of foundation depth

$Select\ h = 40cm$

$\rightarrow d = 40 - 7 - 1 = 32cm$

$$Vu = 463.5*1.0*\left(\frac{1.5-0.3}{2} - 0.32\right) = 129.8KN$$

$$¤.Vc = ¤.(\frac{1}{6}*\sqrt{fc'}*b_w*d)$$

$$¤.Vc = 0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*1500*320 = 196Kn$$

$¤.Vc = 196Kn > Vu = 129.8Kn$

$\therefore\ Safe$

4.15.5.4 Design of moment

$$Mu = 463.5*\frac{1.5-0.3}{2}*0.5*\frac{1.5-0.3}{2} = 41.72KN.m$$

$$Mn = \frac{41.72}{0.9} = 46.35KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{46.35\times10^6}{1000\times320^2} = 0.453Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{400}{0.85*24} = 19.6$$

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

$$\circ = \frac{1}{19.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 19.6\times 0.453}{400}}\right) = 0.0012$$

$$As_{\mathrm{Req.}} = \circ * b * d = 0.0012 * 100 * 32 = 3.84 cm^2 / m$$

Check $As_{\min}$

$$As_{\min} = \frac{0.25 * \sqrt{fc'} * b * d}{Fy} = \frac{0.25 * \sqrt{24} * 1000 * 320}{400} = 9.8 cm^2 / m$$

Not less than

$$As_{\min} = \frac{1.4 * b * d}{Fy} = \frac{1.4 * 1000 * 320}{400} = 11.2 cm^2 / m$$

$$As_{req} < As_{\min}$$

$$1.3 * As_{req} = 1.3 * 3.84 = 5.0 cm^2 / m < As_{\min} = 11.2 cm^2 / m$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 40 = 7.2 cm^2 / m$$

$$\therefore As = As_{Shrinkage.} = 7.2 cm^2 / m$$

$$Select\ ¤16@20cm....As_{\mathrm{Provided}} = \frac{100 * ® * 1.6^2}{20 * 4} = 10.05 cm^2 > 7.2 cm^2 .....ok$$

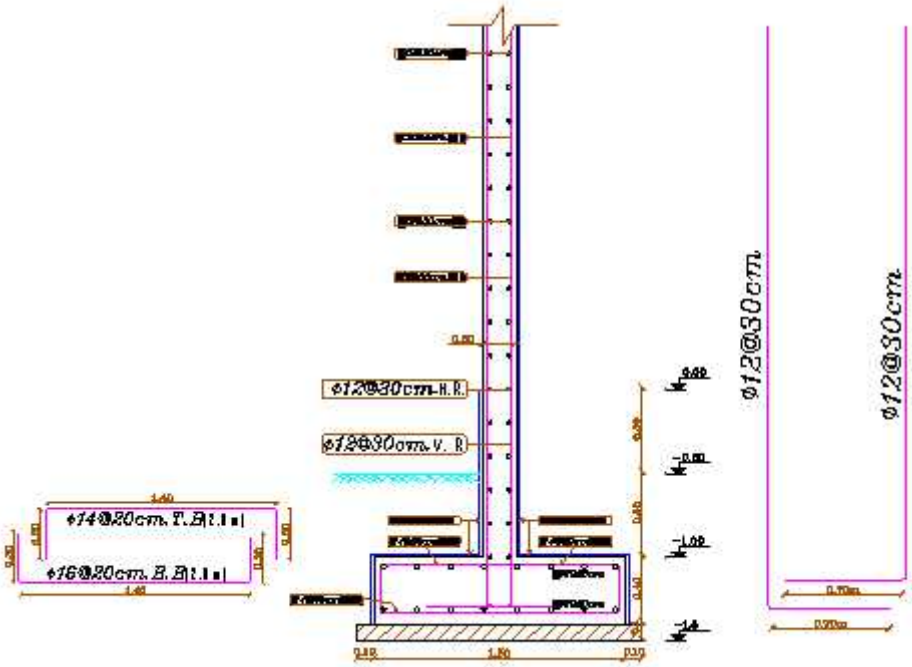
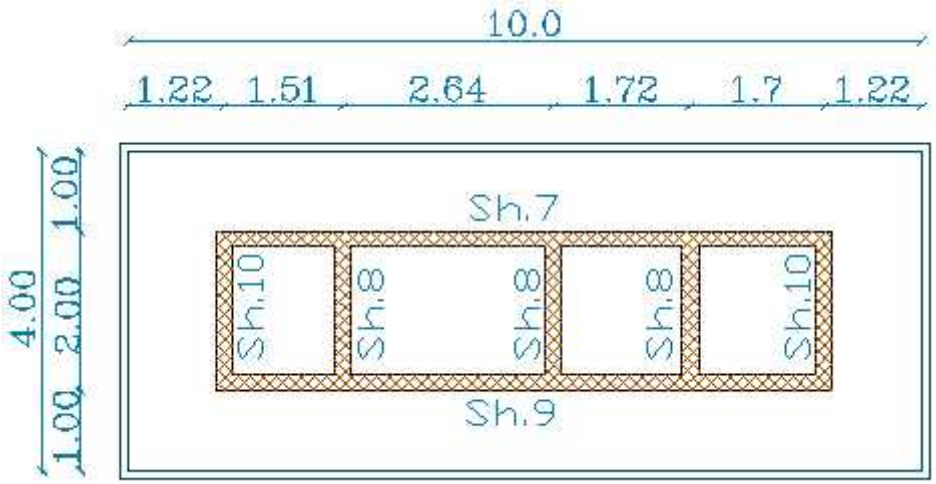


Fig.(4.16): Details of shear wall

4.16 Design of Mat Foundation:



4.16.1 Load calculations:

D_{wal}=0.2*25*14*1.0 = 70 KN/m

Elevator = 40 KN

Sh. 7

Dead load from ribbed slab = 40 KN/m

Live load from ribbed slab = 20 KN/m

qu = 1.2 *(40+70+40) + 1.6 * 20 = 212 KN/m

Pu = 212 * 7.7 = 1633 KN

Sh. 8

qu = 1.4 * (40+70) = 154 KN/m

Pu = 154 * 1.8 = 278 KN

Sh . 9

Dead load from ribbed slab = 120 KN/m

Live load from ribbed slab = 45 KN/m

qu = 1.2 *(70+120+40) + 1.6 * 45 = 348 KN/m

Pu = 348 * 7.7 = 2656 KN

Sh . 10

Dead load from ribbed slab = 80 KN/m

Live load from ribbed slab = 40 KN/m

qu = 1.2 *(70+80+40) + 1.6 * 40 = 292 KN/m

Pu = 292 * 1.8 = 526 KN

Total Pu = 1633 + 278 +2656 + 526 = 5093 KN

4.16.2 Calculation Of The Required Area Of Footing (Approximate Solution):

P_{uR} = 5093 KN.

$$\frac{Pu}{Areq} \le 1.4 * 500$$

$$\frac{5093}{Areq} \le 1.4 * 500 \ldots\ldots\ldots \ldots Areq \ge 7.3 m^2$$

$$select \ldots Area = 10 * 4 = 40 m^2 \ge 7.3 m^2 \ldots\ldots\ldots ok$$

4.16.3 Eccentricity calculations

$$\sum Mx = 0$$

$$Mx + 526 * 3.85 + 278 * 2.1 + 278 * 0.35 - 278 * 2.3 - 526 * 3.85 = 0$$

$$\Rightarrow Mx = -41.7 KN.m$$

$$\sum My = 0$$

$$My + 1633 * 0.9 - 2656 * 0.9 = 0$$

$$\Rightarrow My = 920.7 KN.m$$

$$e_x = \frac{Mx}{Pu} = \frac{41.7}{5093} = 0.0082 m$$

$$e_y = \frac{My}{Pu} = \frac{920.7}{5093} = 0.18 m$$

$$e_{max.} = \frac{b}{6} = \frac{4}{6} = 0.667 m > 0.18 m \ldots\ldots Ok$$

$$\pm_p = \frac{Pu}{Area} \pm \frac{Mx}{Ix} Y \pm \frac{My}{Iy} X$$

$$Ix = \frac{bh^3}{12} = \frac{4 * 10^3}{12} = 333.3 m^4$$

$$Iy = \frac{bh^3}{12} = \frac{10 * 4^3}{12} = 53.33 m^4$$

$$\pm_{L.L} = \frac{5093}{40} - \frac{41.7}{333.3} * 2 + \frac{920.7}{53.33} * 5 = 213.4 KN / m^2$$

$$\pm_{L.R} = \frac{5093}{40} + \frac{41.7}{333.3} * 2 + \frac{920.7}{53.33} * 5 = 213.9 KN / m^2$$

$$\pm_{U.L} = \frac{5093}{40} - \frac{41.7}{333.3} * 2 - \frac{920.7}{53.33} * 5 = 40.755 KN / m^2$$

$$\pm_{U.R} = \frac{5093}{40} + \frac{41.7}{333.3} * 2 - \frac{920.7}{53.33} * 5 = 41.3 KN / m^2$$

$$\pm_{max} = 213.9 < 1.4 * 500 .... OK$$

4.16.4 Design of shear

$$d = 40 - 7.5 - 1 - 1 = 30.5 cm$$

$$\text{¤}.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * bw * d$$

$$\text{¤}.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 4000 * 305 = 747.1 KN$$

$$Pu_{max} = 348 KN / m$$

$$\text{¤}.Vc = 747.1 KN > Pu = 348 KN ..... .OK$$

4.16.5 Design of bending moment

By using the StaadPro.2006 software to analyze the foundation, the moment result is as in the following chart:

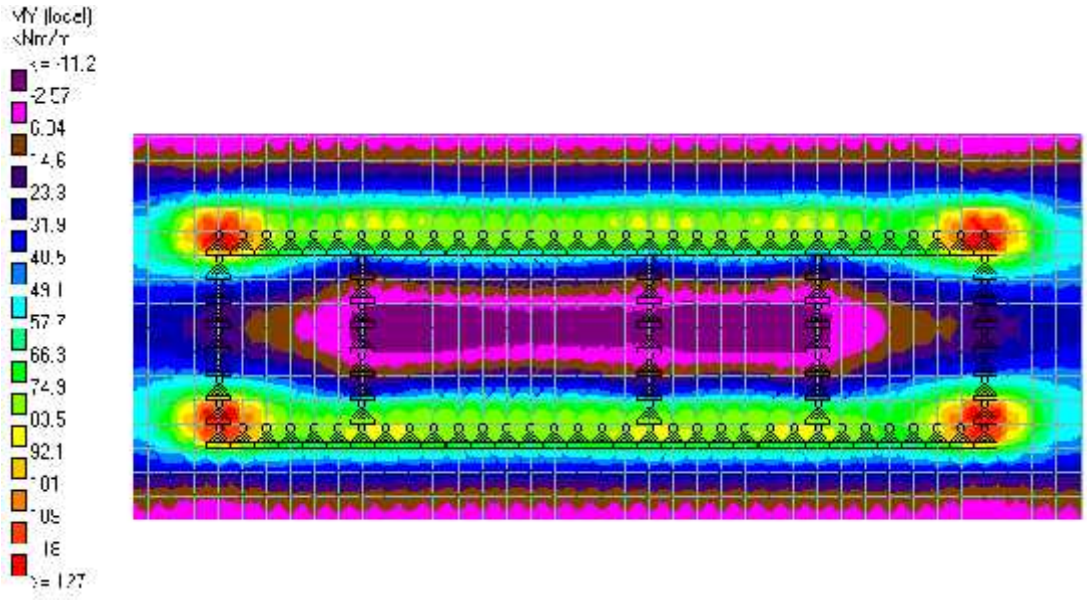


Fig.(4.17) Moment in X-direction

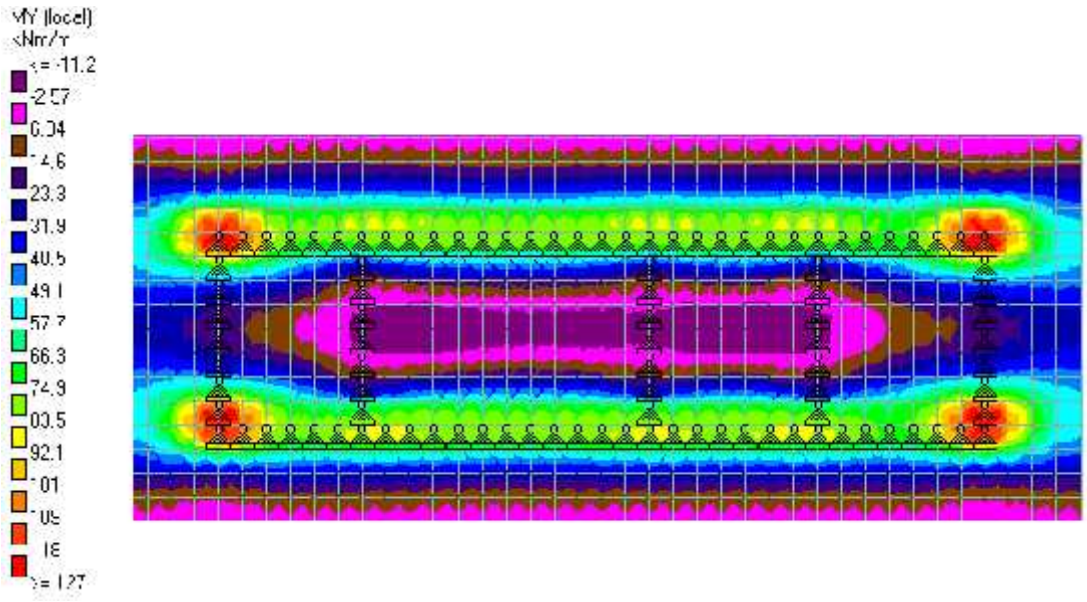


Fig.(4.18) Moment in Y-direction

4.16.5.1 Design In X-directions:

h = 40 cm

d= 40 – 7.5 – 1 - 1 = 30.5cm.

Fy = 400 Mpa.

fc' = 24 Mpa

Design of positive moment

$+ve \;\; Mu_{\chi} = 128\,KN.m$

$$Mn = \frac{Mu}{¤} = \frac{128}{0.9} = 142.22\,KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{142.22 * 10^6}{1000 * 305^2} = 1.53\,Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = 19.6$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 1.53}{400}}\right) = 0.004$$

$$As_{req} = ° * b * d = 0.004 * 100 * 31 = 12.4 \;\; cm^2$$

$$As_{\min} = \frac{0.25\sqrt{24} * 1000 * 305}{400} = 9.4 \;\; cm^2$$

$$As_{\min} = \frac{1.4 * 1000 * 305}{400} = 10.7 \;\; cm^2$$

$$Shrinkage \;\; \& \;\; temperatur \;\; e = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 40 = 7.2 \;\; cm^2$$

$As = 12.4cm^2$ ..... *Control*

$$Select \; ¤16 @ 15cm \Rightarrow As = \frac{100}{15} * \left(\frac{® * 1.6^2}{4}\right) = 13.4cm^2 > As_{req} = 12.4cm^2$$

Design of negative moment

$-ve \;\; Mu = -16.3KN.m$

$$Mn = \frac{Mu}{¤} = \frac{16.3}{0.9} = 18.11KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{18.11 * 10^6}{1000 * 305^2} = 0.2\,Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = 19.6$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 0.2}{400}}\right) = 0.0005$$

$$As_{req} = ° * b * d = 0.0005 * 100 * 31 = 1.56 \;\; cm^2$$

$$As_{\min} = \frac{0.25\sqrt{24} * 1000 * 305}{400} = 9.4 \;\; cm^2$$

$$As_{\min} = \frac{1.4 * 1000 * 305}{400} = 10.7 \;\; cm^2$$

$$Shrinkage \;\; \& \;\; temperatur \;\; e = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 40 = 7.2 \;\; cm^2$$

$As = 7.2cm^2$ ..... *Control*

$$Select \; ¤12 @ 15cm \Rightarrow As = \frac{100}{15} * \left(\frac{® * 1.2^2}{4}\right) = 7.54cm^2 > As_{req} = 7.2cm^2$$

4.16.5.2 Design In Y-directions:

Design of positive moment

$+ve \quad Mu = 127\ KN.m$

$-ve \quad Mu = -11.2\ KN.m$

$$Mn = \frac{Mu}{¤} = \frac{127}{0.9} = 141.11\ KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{141.11 * 10^6}{1000 * 305^2} = 1.517\ Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\ fc'} = 19.6$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.6 * 1.52}{400}}\right) = 0.004$$

$$As_{req} = ° * b * d = 0.004 * 100 * 31 = 12.4 \quad cm^2$$

$$As_{\min} = \frac{0.25\sqrt{24} * 1000 * 305}{400} = 9.4 \quad cm^2$$

$$As_{\min} = \frac{1.4 * 1000 * 305}{400} = 10.7 \quad cm^2$$

$Shrinkage \quad \& \quad temperatur \quad e = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 40 = 7.2 \quad cm^2$

$As = 12.4 cm^2 ..... Control$

$$Select\ ¤16 @ 15cm \Rightarrow As = \frac{100}{15} * \left(\frac{® * 1.6^2}{4}\right) = 13.4 cm^2 > As_{req} = 12.4 cm^2$$

Design of negative moment

$-ve \quad Mu = -11.2\ KN.m$

$Shrinkage \quad \& \quad temperatur \quad e \quad As = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 40 = 7.2 \quad cm^2$

$As = 7.2 cm^2 ..... Control$

$$Select\ ¤12 @ 15cm \Rightarrow As = \frac{100}{15} * \left(\frac{® * 1.2^2}{4}\right) = 7.54 cm^2 > As_{req} = 7.2 cm^2$$

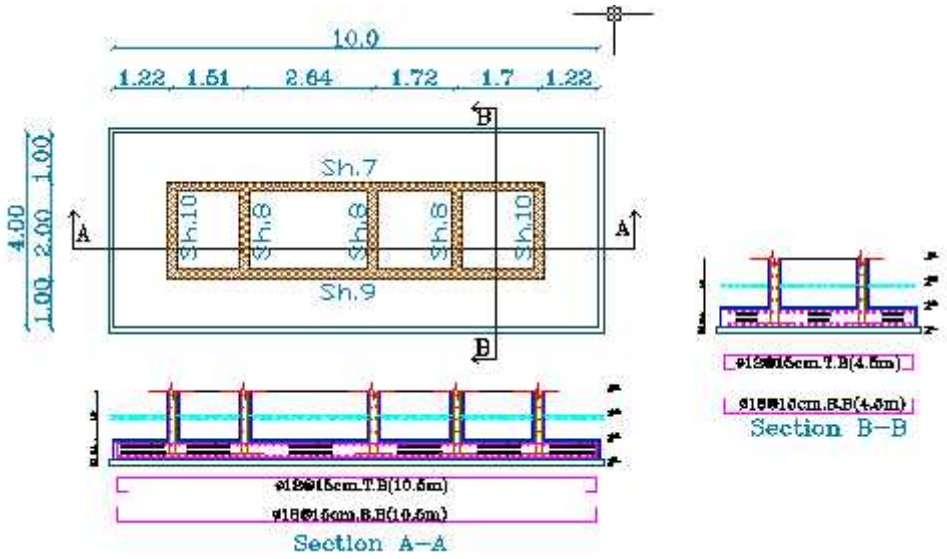


Fig.(4.19) Mat foundation details

4.17 Steel Design

4.17.1 Load calculation

Load calculation
Dead load

$$D_L = 0.1 \times 25 + 0.07 \times 23 = 4.2 KN/m^2$$

❖ **Wind load calculations**

Design wind pressures for buildings and structures shall be determined for any height in accordance with the following formula:

$$P = Ce * Cq * qs * Iw$$

Where:

Ce = combined height, exposure and gust factor coefficient as given in Table 16-G.
Cq = pressure coefficient for the structure or portion of structure under consideration as given in Table 16-H.
Iw = importance factor as set forth in Table 16-K.
P = design wind pressure.
qs = wind stagnation pressure at the standard height of 33 feet (10.0 m) as set forth in Table 16-F.

From table 16-G in the UBC, the value of Ce for Exposure B depends on the floor height and its value for each floor is shown in the calculation table below.

$$Cq = 1.3 ... from\ table\ 16 - H\ in\ UBC$$

$$Iw = 1.0$$

qs: from table 16-F, and by assume the wind velocity equal to 100 Km/h , then :

$$qs = 0.604 Kn/m^2$$

$$P = Ce * Cq * qs * Iw$$

$$P = 0.95 * 1.3 * 0.604 * 1.0 = 0.746 Kn/m^2$$

Snow load

The value of roof (or other member) snow load, Pf, *shall be determined by the following formula:*

Pf = Ce I Pg *(40-1-1)*

where Ce *is given in Table A-16-A and* I *is given in Table A-16-B.*

Pg = *basic ground snow load, psf (N/m2).*

Ce = 0.9

I = 1.0

Pg = 1.0KN/m²

$$Pf = 0.9 * 1.0 * 1.0 = 0.9 KN/m$$

Factored load

$q_u = 1.2D_R + 1.6S$

$q_u = 1.2 \times 4.2 + 1.6 \times 0.9 = 6.5 KN/m^2$

For the beam

$qu = 6.5 \times \sqrt{2^2 + 2^2} = 18.4 KN/m$

Using STaad.pro Software, the moment diagram for the steel frame is as follows:

4.17.2 Moment diagram

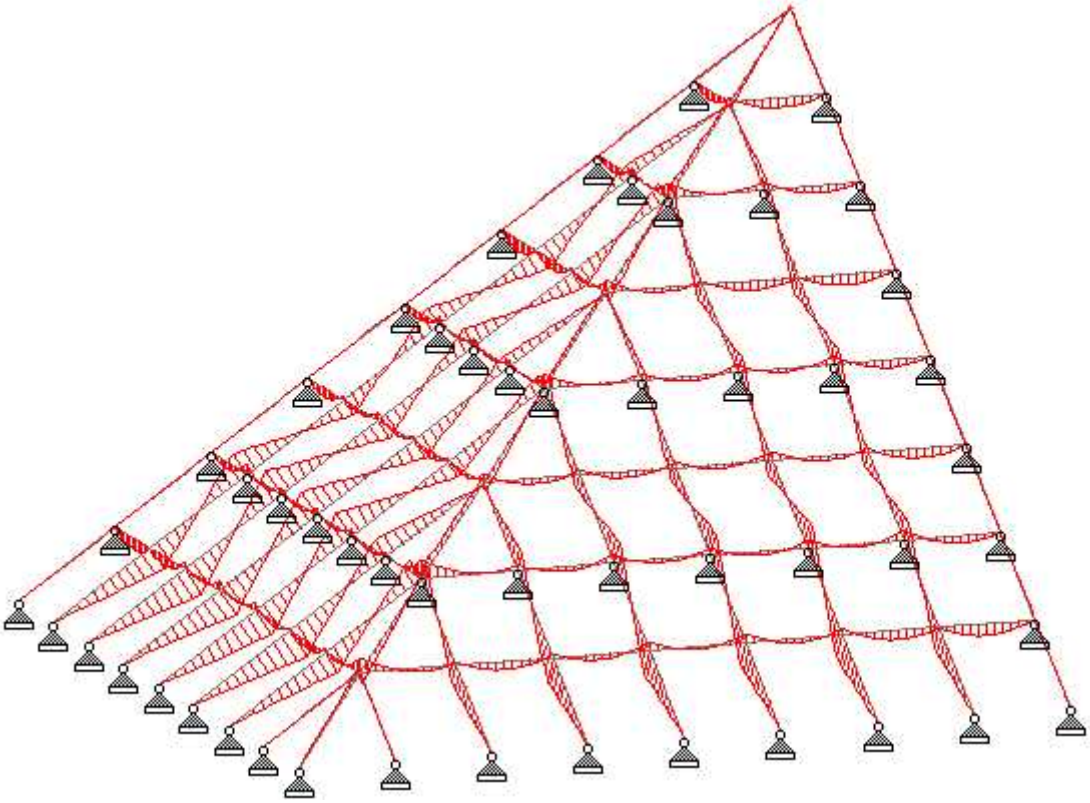


Fig.(4.20)Moment diagram

Design Values

$Mu_{Max.} = 57.4 KN.m$

$Vu_{Max} = 33 KN$

Design of beam

Assume Compact Section

¤.$Mn \geq Mu$

¤.$Fy.Z \geq Mu$

$0.9 \times 36 \times Z \geq 508.1$

$\Rightarrow Z_{req.} = 15.7 in^3$

From the code

Select w10x15

From the code for the w10x15 profile:

$Z = 16.0 in^3$

$a_r = 7.4$

$a_P = 38.5$

From table 7.4.1

$a_{r_{Flange}} = 27.7$

$a_{r_{Web}} = 161.7$

From table 7.4.2

$a_{P_{Flange}} = 10.8$

$a_{P_{Web}} = 107$

Now

$a_{flange} = 7.4 < a_{r_{flange}} = 27.7$

$a_{web} = 38.5 < a_{r_{web}} = 161.7$

$a_{flange} = 7.4 < a_{p_{flange}} = 10.8$

$a_{web} = 38.5 < a_{p_{web}} = 107$

>> The section is compact, and the assumption is satisfied.

¤.$Mn \geq Mu$

¤.$Fy.Z \geq Mu$

$0.9 \times 36 \times Z \geq 508.1$

$0.9 \times 36 \times 16 = 518.4 > 508.1$.....*Safe*

Design of shear

*Vu =33KN=33*0.2248=7.42Kip*

From table 7.7.1

$\alpha_r = 69.7$

And from the code :

$\alpha_{web} = 38.5$

$\Rightarrow \alpha_{web} = 38.5 < \alpha_r = 69.7$

$\phi.Vn \geq Vu$

$\phi.\sigma y.A_w \geq Vu$

$\sigma y = 0.6 \times Fy$

$A_w = d \times t_w = 9.99 \times 0.23 = 2.3 in^2$

$\Rightarrow \phi.\sigma y.A_w = 0.9 \times 0.6 \times 36 \times 2.3 = 44.7 kip$

$>>>> \phi.Vn = 44.7 > Vu = 7.42 Kip$

Safe

Design for deflection

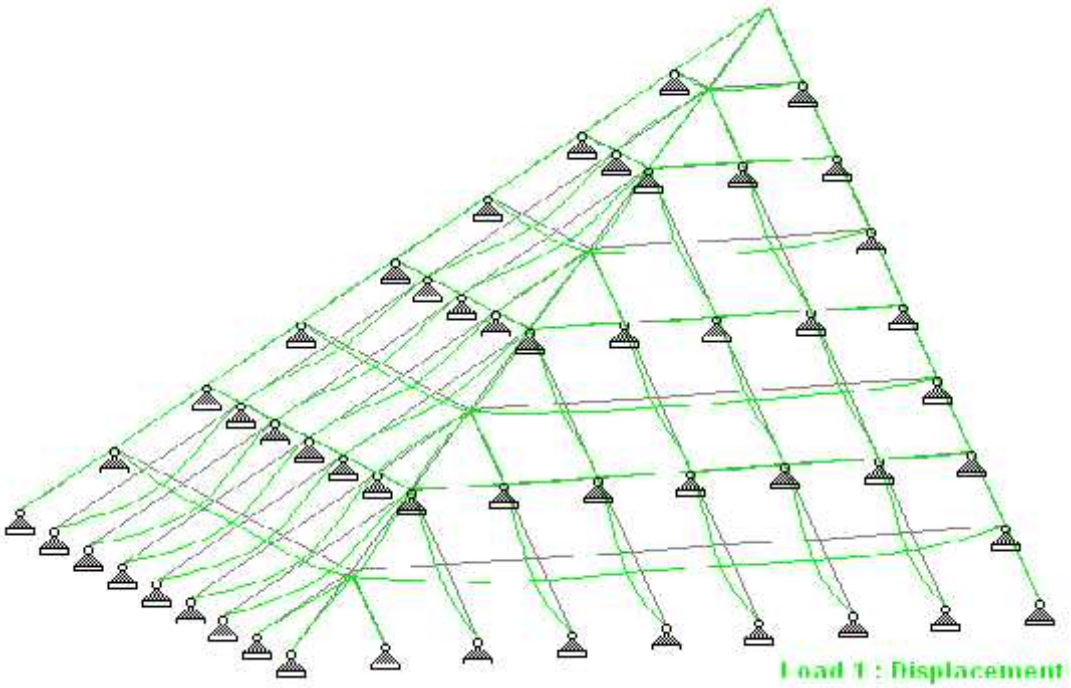


Fig.(4.21) Deflection diagram

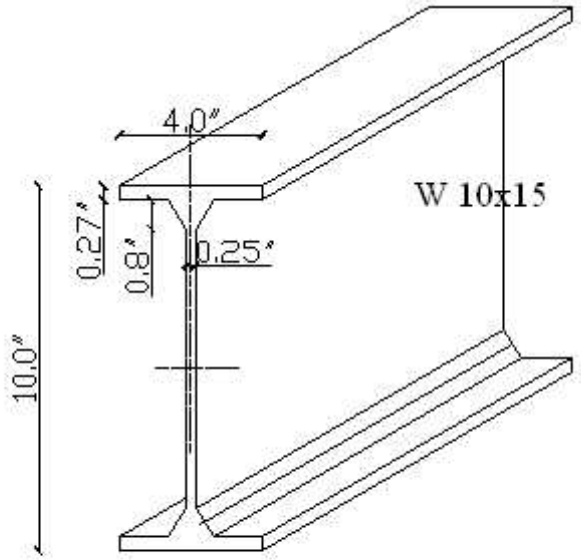
$¢_{\max.} < ¢_{allowable}$

$¢_{\max.} = 5.8mm....From\ \ STaadpro.$

$¢_{allowable} = \frac{L}{360} = \frac{3}{360} = 0.0083m = 8.3mm$

$¢_{\max.} = 5.8mm < ¢_{allowable} = 8.3mm$

$\therefore Safe$



Beam Profile
W 10 X 15

Fig.(4.22) Beam Profile

Design of bolts

Assumption

- *The bolt is 7/8 inch in diameter.*
- *The bolt's length is 1.5 inch, 0.25 inch head, and with threads on the 0.25 inch of its edge.*

Shear design

The shear will design without threads since there is no threads on the shear stress area.

$¤.Rn = m \times 0.45 \times Fu^b \times Ab \times ¤$

$m = 1, Fu^b = 120ksi, ¤ = o.65$

$Ab = \frac{®(\frac{7}{8})^2}{4} = 0.601in^2$

$¤.Rn = 1 \times 0.45 \times 120 \times 0.601 \times 0.65 = 21.1kip/bolt$

Bearing Design

$¤.Rn = ¤ \times 2.4 \times Fu \times t \times d$

$Fu = 58ksi, ¤ = o.75, t = 0.5", d = \frac{7}{8}"$

$¤.Rn = 0.75 \times 2.4 \times 58 \times 0.5 \times \frac{7}{8} = 45.675kip/bolt$

>> The design strength of each bolt is equal to :

$¤.Rn = 21.1kip/bolt$

$$No.\ of\ \ bolts = \frac{Tu}{¤.Rn} = \frac{33}{21.1} = 1.564bolt$$

>> Select 2 bolts, one bolts in each arrow

Spacing Design

$L_{\min} = \frac{Pu}{¤.Fu.t}$

$but...Pu = \frac{33}{2} = 16.5kip/bolt$

$L_{\min} = \frac{16.5}{0.75 \times 58 \times 0.5} = 0.76"$

$L_{Max.} = 12t = 12 \times 0.5 = 6"$

Edge Spacing

$L \geq 1.5d = 1.5 \times \frac{7}{8} = 0.85"$

$Select \rightarrow L = 1.0"$

Tearing out failure

For the edge area:

$\phi.Vn = 0.75 \times 0.6 \times Fu \times Anv$

$\phi.Tn = 0.75 \times Fu \times Ant$

$Anv = [1.0 - 0.5(\frac{7}{8} + \frac{1}{8})] \times \frac{3}{4} = 0.375 in^2$

$Ant = [1.0 - 0.5 \times (\frac{7}{8} + \frac{1}{8}) \times \frac{3}{4} = 0.375 in^2$

$\phi.Vn = 0.75 \times 0.6 \times 58 \times 0.375 = 9.8 kip$

$\phi.Tn = 0.75 \times 58 \times 0.375 = 16.3 kip$

$\phi.Vn = 9.8 < \phi.Tn = 16.3 kip$

>> Tension fracture – Shear yield

$\phi.Tn = 0.75[0.6 \times 36 \times (1.5 \times \frac{3}{4}) + 58 \times 0.375] = 35.5 kip$

$\phi.Tn = 35.5 > Tu = 33 kip$

>>> Safe for tearing out

Weld Design

design as fillet weld – Submerged arc weld (SAW):

Shear Design :

$\phi.Rn = 0.75 \times te \times 0.6 \times Fu^w$

$\phi.Rn = 0.75 \times t \times 0.6 \times Fu$

$a_{\min} = \frac{3}{16}^{"} \; ..... from \rightarrow Table 5.11.1$

$a_{\max} = t - \frac{1}{16} = \frac{8}{16} - \frac{1}{16} = \frac{7}{16}^{"} \; , t > \frac{1}{4}$

$Select \rightarrow \frac{3}{16} < a = \frac{5}{16} < \frac{7}{16}$

$a < \frac{3}{8} \rightarrow te = a = \frac{5}{16}^{"}$

$\phi.Rn = 0.75 \times \frac{5}{16} \times 0.6 \times 120 = 16.875 kip \rightarrow weld$

$\phi.Rn = 0.75 \times 0.5 \times 0.6 \times 58 = 13.05 kip \rightarrow Base$

$\phi.Rn = 13 kip$

$Fu = 33 kip$

$L = \frac{33}{13} = 2.54^{"}$

Select L = 3”, 1.5” each side

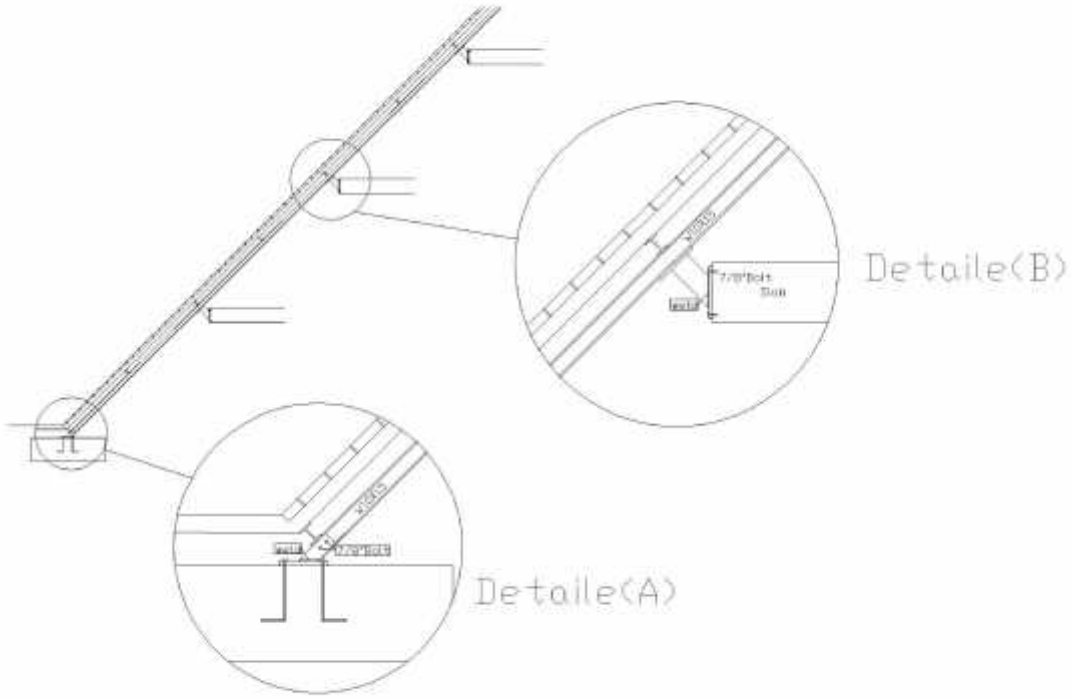


Fig.(4.23) Details of connections in steel structure

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

(٥-١) مقدمة:

(٥-٢) نتائج :

(٥-٣) توصيات:

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

(٥-١) مقدمة:

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد الى الكثير من الامور، بعد دراسة جميع المتطلبات تم اعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة لمبنى إدارة جامعه بوليتكنك فلسطين.

وتم اعداد المخططات الانشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عمليةالبناء، ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والانشائية للمبنى.

(٥-٢)النتائج و التوصيات:

هناك بعض التوصيات التي يجب أخذها بعين الاعتبار عند تنفيذ هذا المشروع :

١. يجب تنفيذ المبنى حسب المخططات والتصاميم التي تم تجهيزها باقل عدد ممكن من التغيرات حتى لا يتغير المظهر المعماري او حصول أي خطأ أثناء تنفيذ التفصيلات الانشائية.

٢. اذا تم اكتشاف ان قيم فحوصات التربة في الموقع تختلف عن القيم التي تم اعتمادها وخاصة بعد اعمال الحفر يجب ان تتم عملية اعادة تصميم الاساسات بشكل يتناسب مع القيم الجديدة للتربة.

٣. تصميم المبنى من حيث الانارة والتمديدات الكهربائية.

٤. تصميم المبنى من ناحية ميكانيكية تشمل التمديدات الصحية.

٥. تحديد تكلفة المبنى بشكل تقديري.

Chapter 6

Appendix A

Project Drawings

	ARCHITECTURAL		STRUCTURAL		STRUCTURAL
DWG.NO.	DWG.TITLE.	DWG.NO.	DWG.TITLE.	DWG.NO.	DWG.TITLE.
	GENERAL DRAWINGS.		GENERAL DRAWINGS.		GENERAL DRAWINGS.
	COVER PAGE	A13	Table of foundation details	A32	Table of beams detail
A0	LIST OF DRAWINGS	A14	FOUNDATIONS PLAN	A33	REINFORCEMENT DETAIL OF BEAMS
A01	SITE PALN	A15	DETAILS OF ISOLATED FOOTINGS	A34	REINFORCEMENT DETAIL OF BEAMS
A02	GROUND FLOOR PLAN DIMENSION	A15	DETAILS OF ISOLATED & combined FOOTINGS	A35	REINFORCEMENT DETAIL OF BEAMS
A03	FIRST FLOOR PLAN DIMENSION	A16	DETAILS OF Combined FOOTINGS	A36	REINFORCEMENT DETAIL OF BEAMS
A04	SECOND FLOOR PLAN DIMENSION	A17	DETAILS OF Isolated FOOTING	A37	REINFORCEMENT DETAIL OF BEAMS
A05	THIRD FLOOR PLAN DIMENSION	A18	DETAILS OF Isolated FOOTING	A38	REINFORCEMENT DETAIL OF BEAMS
A06	GROUND FLOOR PLAN FURNITURE	A19	DETAILS OF Isolated FOOTING	A39	REINFORCEMENT DETAIL OF BEAMS
A07	FIRST FLOOR PLAN FURNITURE	A20	DETAIL OF Mat Foundation	A40	REINFORCEMENT DETAIL OF BEAMS
A08	SECOND FLOOR PLAN FURNITURE	A21	DETAIL OF Strip Foundation	A41	REINFORCEMENT DETAIL OF BEAMS
A09	THIRD FLOOR PLAN FURNITURE	A22	DETAIL OF walls	A42	REINFORCEMENT DETAIL OF BEAMS
A10	ELEVATIONS	A23	DETAIL OF STAIR	A43	REINFORCEMENT DETAIL OF BEAMS
A11	ELEVATIONS	A24	TABLE OF COLUMNS	A44	REINFORCEMENT DETAIL OF BEAMS
A12	SECTIONS	A25	DETAILS OF COLUMNS	A45	REINFORCEMENT DETAIL OF BEAMS
		A26	DETAILS OF COLUMNS	A46	REINFORCEMENT DETAIL OF BEAMS
		A27	DETAILS OF COLUMNS	A47	REINFORCEMENT OF RIBS OF GROUND FLOOR
		A28	DETAILS OF COLUMNS	A48	REINFORCEMENT OF RIBS OF FIRST FLOOR
		A29	DETAILS OF COLUMNS	A49	REINFORCEMENT OF RIBS OF SECOND FLOOR
		A30	DETAILS OF COLUMNS	A50	REINFORCEMENT OF RIBS OF THIRD FLOOR
		A31	DETAILS OF COLUMNS	A51	REINFORCEMENT OF SOLID SLAB
				A51	REINFORCEMENT OF SOLID SLAB

المصادر والمراجع

1. BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE (ACI-318-02) AND COMMENTARY CODE (ACI -318-02).

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

٣. تلخيص وملاحظات الأستاذ المشرف.