جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

تخصص هندسة مدنية فرع هندسة مباني

اسم المشروع

التصميم الإنشائي لمبنى مدرسة نموذجية

فريق العمل

بلال عبدالكريم غنام **مجدي نائل خلاوي**

فادي سعدي اطميزه

إشراف :

د. هيثم عياد .

فلسطين – الخليل

بسم الله الرحمن الرحيم

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

عمل التصاميم و التفاصيل الإنشائية الكاملة لمبنى مدرسة نموذجية

فريق العمل

بلال عبدالكريم غنام

مجدي نائل خلاوي

فادي سعدي اطميزه

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

توقيع مشرف المشروع	**توقيع رئيس الدائرة**
د. هيثم عياد	**د.غسان الدويك**

ديسمبر – 2013

الإهداء

بدانا بأكثر من يد وقاسينا أكثر من هم وعانينا الكثير من الصعوبات وهانحن اليوم والحمد لله نطوي سهر الليالي وتعب الأيام وخلاصة مشوارنا بين دفتي هذا العمل المتواضع.

إلى منارة العلم والإمام المصطفي إلى الأمي الذي علم المتعلمين إلى سيد الخلق إلى رسولنا الكريم سيدنا محمد صلى الله عليه وسلم.

إلى الينبوع الذي لا يمل العطاء إلى من حاكت سعادتي بخيوط منسوجة من قلبها إلى والدتي العزيزة.

إلى من سعى وشقي لأنعم بالراحة والهناء, الذي لم يبخل بشئ من أجل دفعي في طريق النجاح الذي علمني أن أرتقي سلم الحياة بحكمة وصبر, إلى والدي العزيز.

إلى من حبهم يجري في عروقي ويلج بذكراهم فؤادي , إلى أخواتي وأخواني.

إلى من سرنا سوياً ونحن نشق الطريق معاً نحو النجاح والإبداع إلى من تكاتفنا يداً بيد ونحن نقطف زهرة وتعلمنا , إلى زملائي الأعزاء.

إلى من علمونا حروفا من ذهب وكلمات من درر وعبارات من أسمى وأجلى عبارات في العلم إلى من صاغوا لنا علمهم حروفا ومن فكرهم منارة تنير لنا سيرة العلم والنجاح إلى أساتذتنا الكرام ، وإلى الدكتور القدير هيثم عياد.

الى كل من ساهم في إنجاز هذا العمل المتواضع .

الى كل هؤلاء نهدي هذا البحث.

فريق العمل

الشكر والتقدير

إن الشكر والمنة لله وحدة كما يليق بجلال وجهه وعظيم سلطانه أولا وأخيرا .

نتقدم بجزيل الشكر والامتنان

إلى جامعتنا العزيزة .... جامعة بوليتكنك فلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية .... بطاقمها التدريسي و الإداري .

إلى المشرف على هذا المشروع .... د. هيثم عياد .

إلي من دعمنا في جميع مراحل حياتنا .... أهلنا الأحباء.

إلى كل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع .

فريق العمل

ملخص المشروع

عمل تصميم إنشائي كامل لمبنى مدرسة نموذجية بجميع تفصيلاته وعناصره المختلفة.

فريق العمل

بلال عبدالكريم غنام مجدي نائل خلاوي

فادي سعدي اطميزه

جامعة بوليتكنك فلسطين - 2013م

إشراف الدكتور هيثم عياد .

تتلخص فكرة هذا المشروع في عمل التصميم الإنشائي و كافة التفاصيل الإنشائية اللازمة لمبنى مدرسة نموذجية والتي تتألف من ثلاثة طوابق ، و تقع في مدينة الخليل.

و هذا المشروع مكون من ثلاثة طوابق و يحتوي على الكثير من الفعاليات التي يحتاجها أي شخص مع كل وسائل الراحة،و قد صمم هذا المبنى على احدث الطرز المعمارية ، فبالإضافة إلى احتوائها على وسائل الراحة و الأمان , ووضعت الأدراج بشكل يسهل الحركة العمودية بين الطوابق.

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

Abstract

Structural Design and Details of Typical School

Project Team

Bilal A.Ghannam Majdi Nael Khlawi

Fadi Sa'di Itmazeh

Palestine Polytechnic University-2013

Supervisor

Dr. Haitham Ayyad .

The main idea of this project is to prepare all structural design and executive details for The Typical School In Abu-Romman , in Hebron city.

This building consists of three Stores and it contains all activities required for any person.

This building is a reinforced concrete structure, and it was designed according to the ACI-318-08.

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

الموضوع	رقم الصفحة
عنوان المشروع	**I**
صفحة شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	**II**
الإهداء	**III**
الشكر والتقدير	**IV**
ملخص المشروع باللغة العربية	**V**
ملخص المشروع باللغة الإنجليزية	**VI**
فهرس المحتويات	**VII**
فهرس الجداول	**IX**
فهرس الصور	**IX**
فهرس الأشكال	**X**
List of Abbreviations	**XI**
الفصل الأول : المقدمة	**1**
1.1 المقدمة	**2**
2.1 أهداف المشروع	**2**
3.1 مشكلة المشروع	**3**
4.1 حدود مشكلة المشروع	**3**
5.1 المسلمات	**3**
6.1 فصول المشروع	**3**
7.1 إجراءات المشروع	**4**
الفصل الثاني : الوصف المعماري	**5**
2.1 المقدمة	**6**
2.2 لمحة عن المشروع	**6**
2.3 موقع المشروع	**6**
2.4 أهمية الموقع وحركة الشمس والرياح	**7**
2.4.1 أهمية الموقع	**7**
2.4.2 حركة الشمس والرياح	**7**
2.4.3 العناصر المعمارية	**8**
2.5 وصف المساقط الأفقية	**9**
2.5.1 الطابق الأرضي	**9**
2.5.2 الطابق الأول	**10**
2.5.3 الطابق الثاني	**11**
2.5.4 الطابق الثالث	**12**
2.6 وصف الواجهات	**13**
2.6.1 الواجهة الشمالية	**14**
2.6.2 الواجهة الجنوبية	**15**
2.6.3 الواجهة الشرقية	**16**
2.6.4 الواجهة الغربية	**17**
2.7 وصف الحركة	**17**
الفصل الثالث : الوصف الإنشائي	**19**
3.1 مقدمة	**20**

20	3.2 هدف التصميم الإنشائي
21	3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى
21	3.3.1 الأحمال
21	3.3.2 الاحمال الميتة
22	3.3.3 الأحمال الحية
23	3.3.4 الأحمال البيئية
25	3.4 العناصر الإنشائية
25	3.4.1 العقدات
27	3.4.2 الجسور
28	3.4.3 الأعمدة
29	3.4.4 الجدران الحاملة (جدران القص)
30	3.4.5 الأساسات
31	3.4.6 الأدراج
32	3.4.7 الجدران الاستنادية
33	3.4.8 فواصل التمدد
34	Chapter Four : Structural Analysis & Design
36	4.1 Introduction
37	4.2 Factored Loads
37	4.3 Slab Thickness Calculations
38	4.4 Load Calculation
38	4.4.1 Calculations Of Dead Load
39	4.4.2 Calculations Of Live Load
39	4.5 Design Of Topping
40	4.6 Design Of Rib (R3)
50	4.7 Design Of Beam (Beam 59-60-61-62-63)
65	4.8 Design of Two Way Ribbed Slab
72	4.9 Design of Stair case (SC4)
80	4.10 Design of Column (C7) in Ground Floor
83	4.11 Design of Isolated Footing (F8)
88	4.12 Design of Strip Footing (SF1)
92	4.13 Design of Combined Footing (FC4)
96	4.14 Design of Basement Wall (BW1)
100	4.15 Design of Shear Wall
65	الفصل الخامس : الملحقات
104	5.1 Appendix A : Architectural Drawings
105	5.2 Appendix B : Structural Drawings
106	5.3 Appendix C
109	5.4 النتائج
110	5.5 التوصيات
110	5.6 المصادر والمراجع

فهرس الجداول

الجدول	رقم الصفحة
جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية 2013/2014	**4**
جدول (1-3) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	**21**
جدول (2-3) الأحمال الحية	**22**
جدول (3-3) قيمة أحمال الثلوج حسب الإرتفاع عن سطح البحر	**23**
Table(4-1) Calculation of the total load for (R3)	**38**

فهرس الصور

الصورة	**رقم الصفحة**
صورة(1-2) صورة تبين الموقع العام لقطعة الأرض	**7**
صورة(2-2) صورة تبين قطعة الأرض وحركة الشمس والرياح	**8**
صورة(3-3) مسقط الطابق الأرضي	**10**
صورة(4-2) مسقط الطابق الأول	**11**
صورة(5-2) مسقط الطابق الثاني	**12**
صورة(6-2) مسقط الطابق الثالث	**13**
صورة(7-2) الوجهة الشمالية	**14**
صورة(8-2) الواجهة الجنوبية	**15**
صورة(9-2) الواجهة الشرقية	**16**
صورة(10-2) الواجهة الغربية	**17**
صورة(11-2) مقطع B-B يبين بعض أنواع الحركة	**18**

فهرس الأشكال

الصورة	رقم الصفحة
شكل(3-1) عقدات العصب ذات الأتجاه الواحد	26
شكل(3-2) عقدات العصب ذات الأتجاهين	26
شكل(3-3) أشكال الجسور المدلاة والمسحورة	27
شكل(3-4) أحد أشكال الأعمدة	28
شكل(3-5) جدران القص	29
شكل(3-6) الأساس المنفرد	30
شكل(3-7) الدرج	31
شكل(3-8) جدار إستنادي	32
شكل(3-9) فواصل التمدد	33
Figure(4-1) : Spans length of rib (R3)	37
Figure(4-2) : Rib envelope (R3)	42
Figure(4-3) : Beam envelope	52
Figure (4-4) : Plan and Section in Two Way Ribbed Slab (R2)	65
Figure (4-5) : Plan of Staircase (SC4)	72
Figure (4-6) : Geometry and Envelope diagrams of Slab S1 in (SC4)	75
Figure (4-7) : Geometry and Envelope diagrams of Slab S2 in (SC4)	78
Figure (4-8) : Reinforcement Of (SC4)	80
Figure (4-9) : Geometry Of Column (C7)	80
Figure (4-10) : Details Of Column (C7)	82
Figure (4-11) : Plan of Footing (F8)	83
Figure (4-12) : Tributary Area of one way shear	84
Figure (4-13) : Tributary Area of two way shear	85
Figure (4-14) : Reinforcement Detail Of Footing (F8)	88
Figure (4-15) : Geometry Of Footing (SF1)	88
Figure (4-16) : Reinforcement Detail Of Footing (SF1)	91
Figure (4-17) : Plan of Combined Footing (FC4)	92
Figure (4-18) : Combined Footing Punching Factor	93
Figure (4-19) : Combined Footing Moment Diagram	94
Figure (4-20) : Combined Footing Reinforcement Details	95
Figure (4-21) : Geometry Of Basement Wall (BW1)	96
Figure (4-22) : Loading and Envelope of Basement Wall (BW1)	97
Figure (4-23) : Reinforcement Detail of Basement Wall (BW1)	99
Figure (4-24) Shear and Moment Diagrams of Shearwall	100

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- **A_S =** area of non-prestressed compression 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.
- **C_c =** compression resultant of concrete section.
- **C_s** = compression resultant of compression steel.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **f_c** = compression strength of concrete .
- **Fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- **Lw** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **Pu** = factored 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).
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- ε_c **=** compression strain of concrete = 0.003mm/mm.
- ε_s **=** strain of tension steel**.**
- $\acute{\varepsilon}_s$ **=** strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area .

1

الفصل الأول

المقدمة

1.1 المقدمة.

2.1 أهداف المشروع.

3.1 مشكلة المشروع.

4.1 حدود مشكلة المشروع.

5.1 المسلمات.

6.1 فصول المشروع.

7.1 إجراءات المشروع.

1.1 المقدمة

الإنسان بطبيعته يحتاج إلى التعلم في جميع مراحل حياته والترفيه عن نفسه وتخفيف الضغط النفسي المتولد من الظروف المحيطة لدى الفرد الفلسطيني ،وإنطلاقاً من هذه الأهمية ، جاءت فكرة هذا المشروع اللذي يعني بدراسة مبنى لمدرسة نموذجية مع بعض العناصر الترفيهية والمدرسة كمشروع يمكن تصميمها وتطبيقها معمارياً وإنشائياً .

تتطلب عملية التصميم عامة الأخذ بجميع النواحي للمبنى المراد إنشاؤه سواء من الناحية المعمارية التي تعنى بالمظهر العام للمبنى وكيفية توزيع الفراغات والمساحات داخله وربط الأقسام المختلفة ببعضها البعض، أو من الناحية الإنشائية التي تعنى بتوفير النظام الإنشائي القادر على التحمل الآمن للأحمال المؤثرة على المبنى مع مراعاة الناحية الاقتصادية الأدنى الممكنة لهذا النظام الإنشائي بما لا يتعارض مع التصميم المعماري المختار. كذلك لا بد من الأخذ بالاعتبار النواحي المتعلقة بالتمديدات الكهربائية بما يتلاءم مع طبيعة المشروع المنشأ وعناصره الميكانيكية كأنظمة التدفئة والتبريد والصرف الصحي.

يتضمن المشروع تصميم النظام الإنشائي لمبنى مدرسة تتكون من 3 طوابق وهو مشروع اعتيادي من حيث توزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلاءم مع المخططات المعمارية ومن ثم تصميم هذه العناصر ابتداء من العقدات وانتهاء بالقواعد و الأساسات ومن ثم تجهيز المخططات الإنشائية التنفيذية وذلك من أجل الخروج بمشروع متكامل وقابل للتنفيذ.

2.1 أهداف المشروع

نأمل من هذا البحث بعد إكماله أن نكون قادرين للوصول إلى الأهداف التالية:

1. اكتساب المهارة في القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، بما يتناسب مع التخطيط المعماري له.
2. القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
3. تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة.
4. إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي.

3.1 مشكلة المشروع

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لمبنى مدرسة متعدد الطوابق ، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات و الجسور والأعمد ة و الأساسات بما يتلاءم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وما لا يتعارض مع التصميم المعماري.

4.1 حدود مشكلة المشروع

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط ، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الثاني والأول من السنة الدراسية 2013-2014 من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الثاني و مشروع التخرج في الفصل الأول التالي .

5.1 المسلمات

1. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08) والأحمال من الكود الأردني.
2. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Safe, Atir)

6.1 فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على ستة فصول وهي:

1 - الفصل الأول: يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه.
2 - الفصل الثاني: يشمل الوصف المعماري للمشروع.
3 - الفصل الثالث: يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
4 - الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

7.1 إجراءات المشروع

1) دراسة المخططات المعمارية وذلك لفهمها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع و إختيار النظام الإنشائي الملائم.

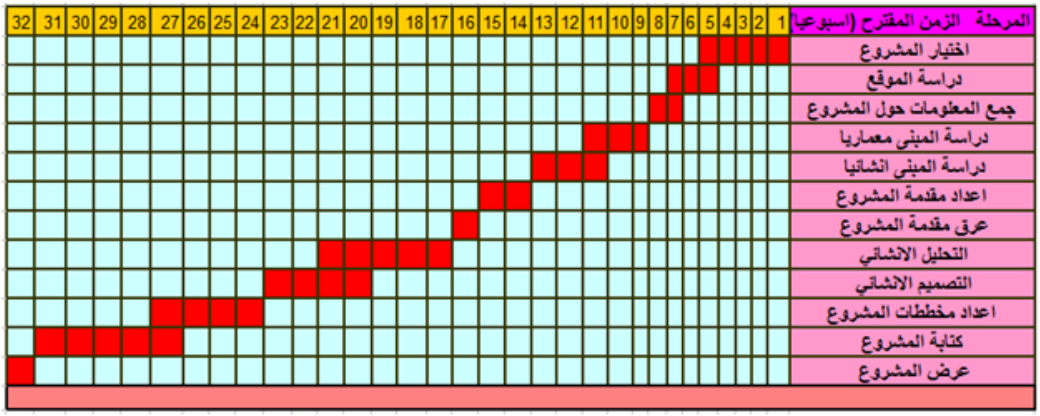
2) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

3) تحديد الأحمال المؤثرة على المبنى وتحليل العناصر الإنشائية على هذه الأحمال .

4) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

5) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.



جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2013) - (2014)

2

الفصل الثاني

الوصف المعماري

2.1 المقدمة.

2.2 لمحة عامة عن المشروع .

2.3 موقع المشروع .

2.4 أهمية الموقع وحركة الشمس والرياح .

2.5 وصف المساقط الأفقية .

2.6 وصف الواجهات .

2.7 وصف الحركة .

2.1 المقدمة

إن الوصف المعماري هو حاجة وضرورة للمساعده في فهم وتحليل كافة الوظائف والفعاليات والحركات داخل المبنى ، و ذلك طبقا لاستخداماته والحاجه التي دفعت لانشائه ، ومن اهم ما يميز المدارس في تصميها ، هو توفير الراحه للطلاب والمستخدمين لهذا المنشأ .

ولا بد ان يتوفر في المدارس على اختلاف مستوياتها ، ملاعب رياضية ومدرجات .

إن بناء المدرسة هو مثل اي عملية بناء لا بد ان تمر بعدة مراحل ، وهي مشابهة لمراحل البناء المعهودة ، مع مراعاة لبعض الخصوصية التي تتطلبها المنشأة ، فعادة ما نبدأ بالتصميم المعماري ، الذي يهتم بالمبنى من الناحية الجمالية و توزيعات الوظائف ، واستخدمات الكتل المعمارية والابعاد المناسبة للكتل وفقا للوظيفة المعمارية المطلوبة ، ولا بد ان يراعى في التصميم مواضيع اخرى ذات اهمية مثل : الانارة الجيدة ، ووسائل تهوية صحية والحركة .

بعد الانتهاء من عملية التصميم المعماري ، نبدأ بالمرحلة الثانية وهي مرحلة التصميم الانشائي ، وخلال هذه المرحله تحديد العناصر الانشائية وابعادها وخصائصها ، وذلك اعتمادا على احمال المبنى و طبيعة استخدامه مراعيا نقل الاحمال عبر العناصر الانشائية الى الاساسات الحاملة والتربة .

2.2 لمحة عن المشروع

المشروع هو عبارة عن مدرسة يقع في مدينة الخليل في منطقة جبل أبو رمان ، وصممت هذه المدرسة لتكون شامله للمتطلبات الوظيفية المعمارية المذكورة آنفا ، وقد تم الحصول على هذه المخططات من قبل دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في جامعة بولتكنيك فلسطين ، ليتسنى لنا عمل التصميم الانشائي وإعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الانشائيه التي يشملها المبنى .

يتكون المبنى من ثلاث طوابق ، بالاضافة الى طابقه أرضي، على مساحة قطعة أرض 7000 متر مربع ، ومساحة بناء 7283.8 متر مربع .

2.3 موقع المشروع

لتصميم أي مشروع فانه ينبغي دراسة الموقع المراد الانشاء فيه بعناية فائقه ، مراعيا بذلك الموقع الجغرافي وتاثير الظروف المناخية السائده في المنطقة بحيث تصان العناصر القائمة وتتألف وتتناغم مع التصميم المقترح .

فلذلك يجب اعطاء فكره عامه عن عناصر الموقع من توضيح لمقاسات الارض المقترحه للبناء ، وعلاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة ، ارتفاع المباني المحيطة ، واتجاه الرياح السائدة و مسار الشمس .

قطعة الارض غير منتظمة الشكل ، تبلغ مساحتها تقريبا 7000 متر مربع ، تقع في منطقة جبل أبو رمان ، بالقرب من مبنى جامعة بوليتكنك فلسطين ، وقد تماشى شكل المشروع المنوي انشاءه مع قطعة الارض ذات الشكل المستطيل مراعيا التصميم واخذا بعين الاعتبار الحاجه الى وجود موقف خاص للسيارات ، وحركة السير القوية على الشارع المجاور .

صورة (2.1) : صورة تبين الموقع العام لقطعة الارض .

2.4 اهمية الموقع وحركة الشمس والرياح

2.4.1 اهمية الموقع

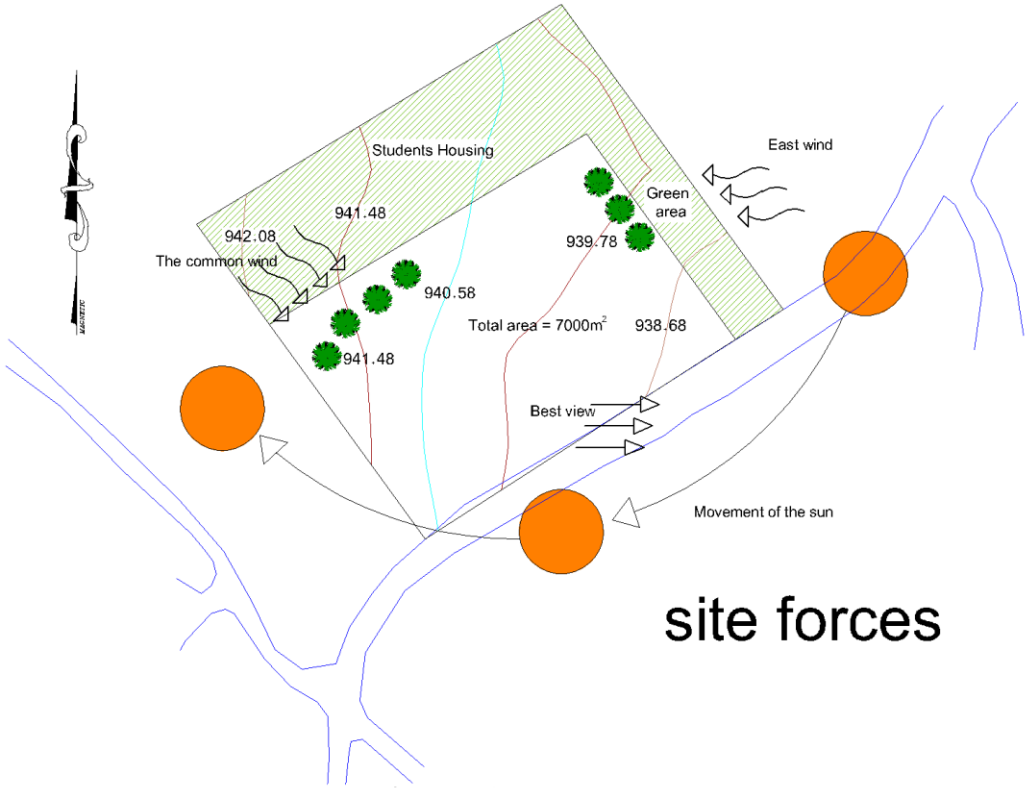
قطعة الارض تقع على جانب دوار الرحمة ، في المنطقة القريبة من جامعة بوليتكنك فلسطين (أبو رمان) ، ويحيط بالشارع ابنية سكنية ومحال تجارية ، الابنية المجاورة تتكون في الغالب من طابق الى ثلاثة طوابق .

وقد تم مراعاة ما يلي في اختيار الموقع :

- ان تكون المدرسة في مكان وسطي قريب من مركز المنطقة .
- مساحة قطعة الارض كافية لانشاء المشروع وما يلزمه من متطلبات .
- توفر وسائل النقل والمواصلات .
- توفر ما يلزم من خدمات مثل : (كهرباء ، ماء ، هاتف ، صرف صحي) .

2.4.2 حركة الشمس والرياح

تعتبر حركة الشمس والرياح من العوامل المهمه في تحليل المبنى ، فيجب مراعاة تاثير الشمس والرياح على المبنى ليتسنى تقسيمه الى فراغات تتناسب و توجيهه المناخي بحيث يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والاضاء الطبيعية .



صورة (2.2) : صورة تبين قطعة الارض وموقع الشمس واتجاه الريح .

2.4.3 العناصر المعمارية

مدينة الخليل تقع الى الجنوب من الضفة الغربية محاطه بقمم الجبال العالية ، وهذا ما اكسبها مقومات معينة جعلها تتحكم بالبوابه الطبيعية من النقب جنوبا الى مرتفعات القدس شمالا ، وشهدت مدينة الخليل في العقود الاخيرة تزايدا في عدد السكان ، وفي عدد الابينة و المنشات ، وهذا بالاضافة الى طبيعة نشاطها الاقتصادي الذي هو في معظمه تجاري وصناعي ، مما اكسب طرازها المعماري طرازا فريدا يتماشى مع طبيعتها .

2.5 وصف المساقط الافقية

المبنى في تركيبته الهندسية يعتمد على الشكل المستطيل وهذا محكوم بطبيعة قطعة الارض و موقعها في مركز المدينة وتبلغ مساحة البناء 7283.8 متر مربع وهي موزعة على طابق ارضي وثلاث طوابق كالتالي :

2.5.1 الطابق الأرضي

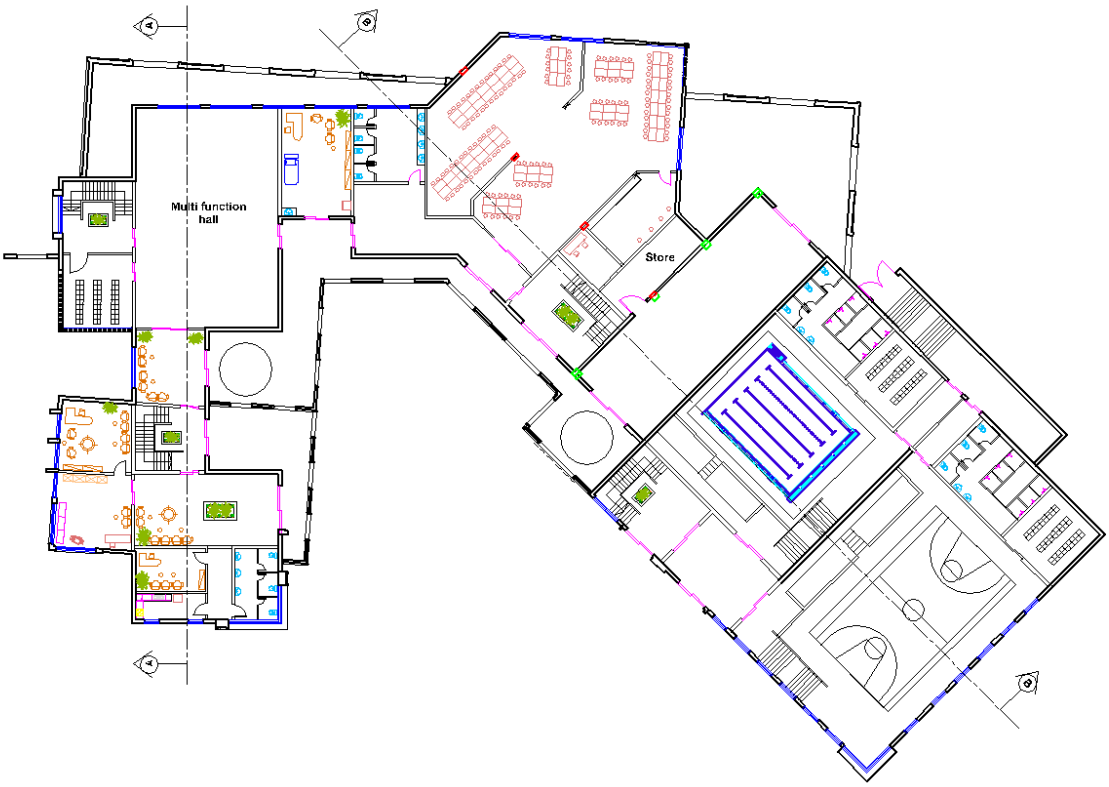
مساحة هذه الطابق هي 2519.34 متر مربع .

استعمالات الطابق :

- عدد من الصفوف المدرسيه للطلاب .
- عدد من الغرف للموظفين .
- غرف ملابس .
- قاعه كبيرة.
- مكتبة .
- بركه سباحة .
- ملعب .

طريقة الوصول :

- من خلال المدخل الرئيسي .
- من خلال الادراج الداخليه .
- من خلال مدخل خاص لبركه السباحه.



صورة (2.3) : مسقط الطابق الارضي .

2.5.2 الطابق الأول

مساحة هذا الطابق 2107.19 متر مربع .

استعمالات الطابق :

- عدد من الغرف الدراسية .
- عدد من الغرف للموظفين .
- مختبرات مختلفة .
- قاعة اجتماعات .

طريقة الوصول :

- من خلال الادراج.

صورة (2.4) : مسقط الطابق الاول .

2.5.3 الطابق الثاني

مساحة هذا الطابق 1806 متر مربع .

استعمالات الطابق :

- مصلى .
- عدد من الغرف الصفية .
- استراحة .
- مخزن .

طريقة الوصول :

- من خلال الادراج .

صورة (2.5) : مسقط الطابق الثاني .

2.5.4 الطابق الثالث

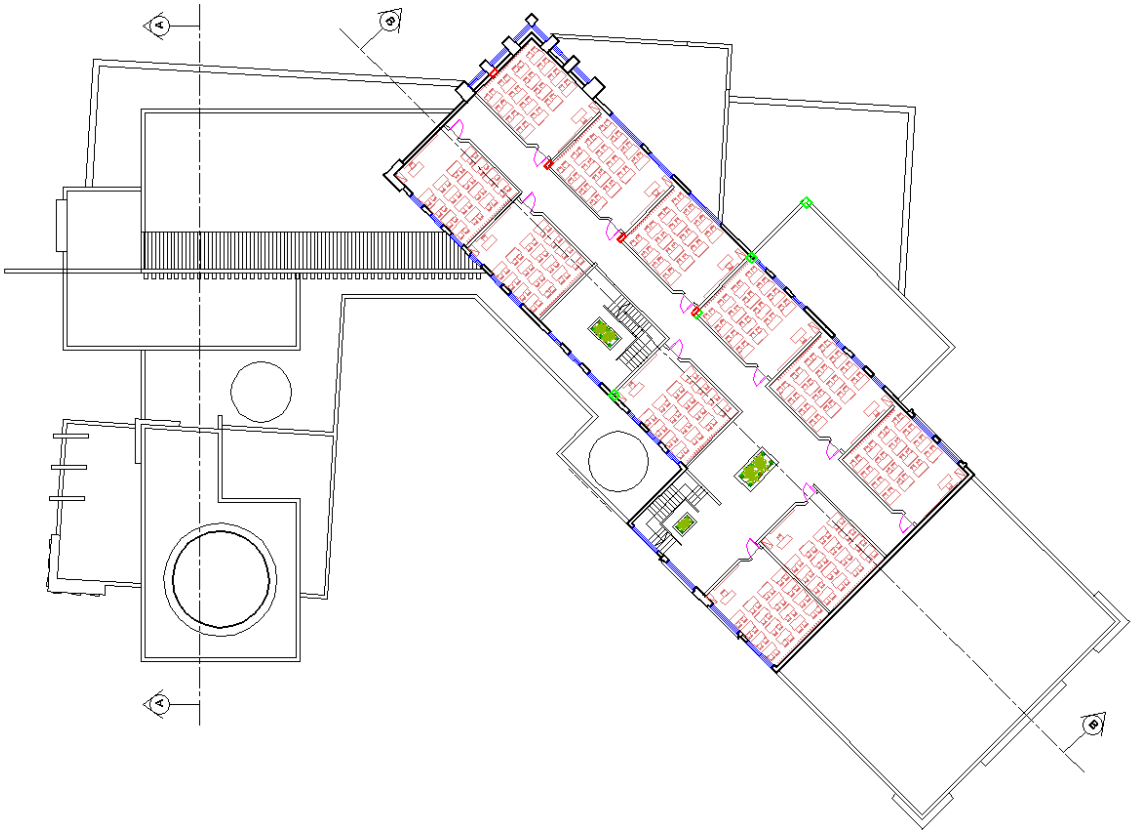
مساحة هذا الطابق 851.28 متر مربع .

استعمالات الطابق :

- عدد من الغرف الصفية .

طريقة الوصول

- الادراج .



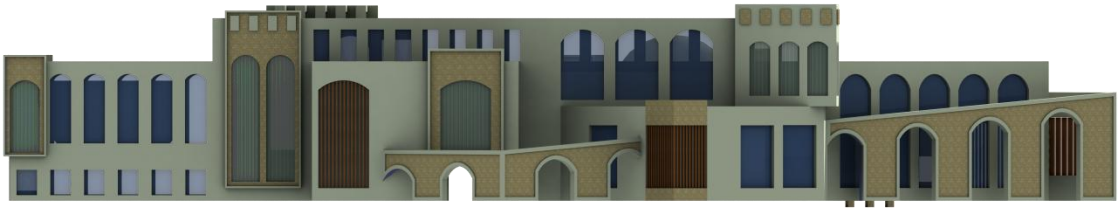
صورة (2.6) : مسقط الطابق الثالث

2.6 وصف الواجهات

لا شك في ان الواجهات المنبثقة من اي تصميم تعطي الانطباع الاول عن المبنى ، ومدى علاقته مع البيئة المحيطه بل وانها تظهر اختلافات الوظيفه التي تؤديها الفراغات والتي تعكسها الواجهه ، وهذا يتتأتى من خلال نظام الفتحات التي تظهر في الواجهه والتي لا بد ان تتناسب مع وظيفة هذا الفراغ او من خلال المناسيب وتفاوتها .

1. 2.6 الواجهة الشمالية

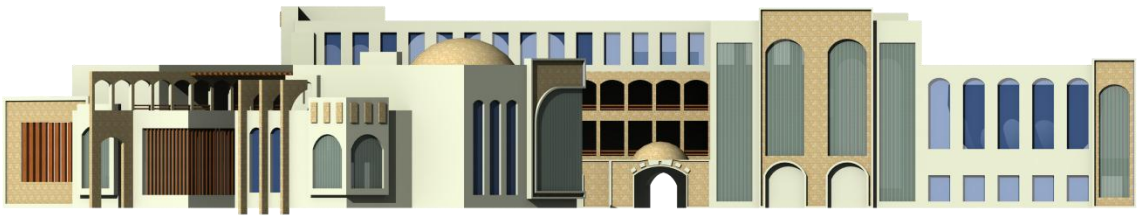
وفيها يظهر المدخل الدخل الخلفي للمبنى ، ونرى فيها تعدد انظمة الفتحات المستخدمة ، وهذا بدوره يعكس اختلاف الوظيفة التي تحتويها فراغات المبنى . وفي هذا المشروع يظهر من خلال التصميم المعماري للواجهات وجود التداخل في الكتل الافقية والراسية ، كما نلاحظ استخدام متعدد لمواد البناء مثل : الحجارة والخرسانة و الزجاج ، وذلك لكسر الملل الذي قد يتولد لدى الناظر ، هذا بالاضافة الى ان استخدام الزجاج اضفى نوع من الحداثه من جهة ومن جهة اخرى اضفى جانب جمالي ، بالاضافة الى مساهمته في توفير جزء من الاضاءة الطبيعية وكذلك التهوية .



صورة (2.7) : الواجهة الشمالية .

2.6 .2 الواجهة الجنوبية

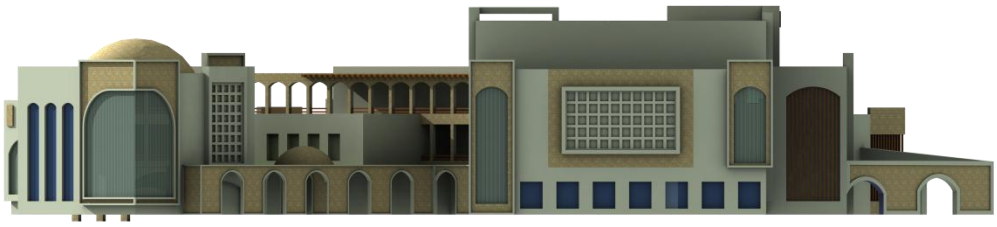
وهي عبارة عن الواجهة الرئيسة للمبنى والتي يظهر فيها المدخل الرئيسي للمبنى ، تعددت في هذه الواجهة ايضا انظمة الفتحات التي جاءت على شكل أقواس مستمدة من نظام العمارة الإسلامية ، حيث تكسو هذه الواجهة عدد من القبابإحداها للمصلى والأخرى كمنظر جمالي ، هذا بالإضافة الى اختلاف المناسيب ، والبروزات المعمرية التي أضفت رونق جمالي للواجهة على اعتبارها الواجهة الرئيسة للمبنى ، وتعدد استعمالات الزجاج ، التي ساهم ايضا في كسر الملل لدى الناظر للواجهة ، وكذلك المساعدة في عملية الإضاءة الطبيعية والتهوية .



صورة (2.8) : الواجهة الجنوبية .

3. 2.6 الواجهة الشرقية

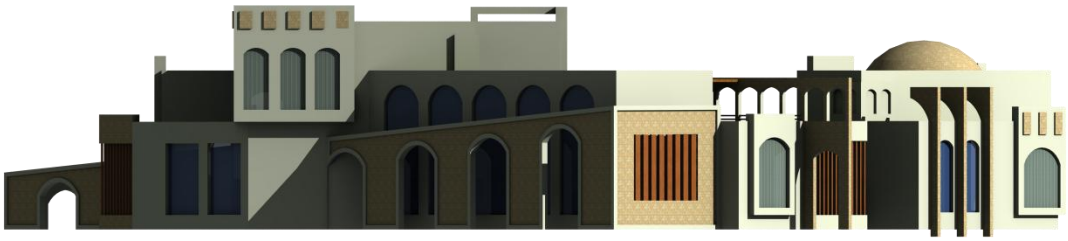
استعمل في هذه الواجهة الحجارة والزجاج ، وحاول استخدام اشكال متعددة من الفتحات ، كما ويظهر في الواجهة القباب آنفة الذكر والبروزات والتكتلات المعمارية التي من شأنها إعطاء رونق جمالي للواجهة من جهة ، وكسر الملل البصري لدى الناظر من جهة أخرى



صورة (2.9) : الواجهة الشرقيه

2.6 .4 الواجهة الغربية

يظهر في هذه الواجهة نظام العمارة الإسلامية متمثلا في نظام الأقواس والقباب والمشربيات ، وكذلك استخدام مواد البناء المختلفة من خرسانة وحجارة ، بالإضافة إلى استخدام الزجاج الذي يساهم في الإضاءة والتهوية الطبيعيتين ، مما اسهم في كسر الملل البصري لدى الناظر .



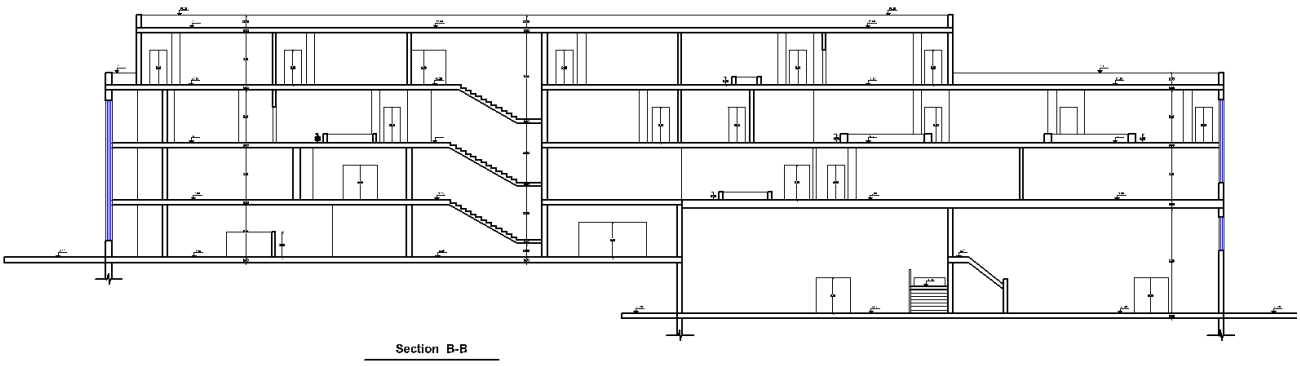
صورة (2.10) : الواجهة الغربية

2.7 وصف الحركة

تاخذ الحركة اشكالا عدة ، سواء من الخارج او من الداخل ، فالحركة من الخارج الى الداخل تتم بشكل سلس نظرا لعدم وجود فرق كبير في المنسوب الخارجي للمبنى ومنسوبه الداخلي (طابق الارضي) .

ويمكننا الوصول للمبنى من عدة اماكن مثل : الدرج ، والمدخل الرئيسي والمداخل الفرعيه الاخرى، وهذا بدوره يتيح حرية الدخول والخروج من وإلى المبنى ، اما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم الى حركة افقية داخل الطابق الواحد ، وحركة رأسية ما بين الطوايق المختلفة.

فالحركه في الطابق الارضي تاخذ شكل خطي في الممرات ، بالاضافه الى الحركة الرأسية بين الطوابق فانها تتم من خلال الادراج المتوفرة في اماكن متعددة في المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الافقية داخل الطوابق والحركة الرأسية بينهما .



صورة (2.11) : مقطع B-B ، يبين بعض انواع الحركة .

3

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

1.3 المقدمة.

2.3 هدف التصميم الإنشائي.

3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى.

4.3 العناصر الإنشائية.

1.3 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 الإنشائية 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 .

2.3 هدف التصميم الإنشائي

يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي إلى إنتاج منشأ متين ومتزن من جميع النواحي الهندسية الإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال ميتة وحية وأيضا أحمال بيئية من تأثير الزلازل و الرياح و الثلوج. 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.

3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى

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.

1.3.3 الأحمال

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

2.3.3 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 والاتجاه.

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	البلاط	23
2	المونة	22
3	الخرسانة	25
4	الطوب	9
5	القصارة	22
6	الرمل	16

الجدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

3.3.3 الأحمال الحية

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة , أو استعمالات جزء منها , بما في ذلك الأحمال الموزعة والمركزة, وهي تشمل :

1. أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
2. الأحمال الديناميكية, كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة .
3. الأحمال الساكنة, والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر, كأثاث البيوت , والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة, والمواد المخزنة و الأثاث والأجهزة والمعدات، و الجدول (3-2) يبين قيمة الأحمال الحية اعتمادا على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	مواقف السيارات	5.0
2	المخازن	5.0
3	الأدراج	4.0
4	المطاعم وصالات	5.0
5	المباني السكنية	2.5
6	منصات المسرح	7.5
7	قاعات المعدات	2
8	مكاتب الإستعلام	2.5

الجدول (3-2) الأحمال الحية

4.3.3 الأحمال البيئية

هي النوع الثالث من الأحمال التي يجب رأخذها بعين الاعتبار عند التصميم، وهذه الأحمال تتمثل في:

1. الرياح

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني ا لمرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزاءها وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن لكل متر مربع(KN/m^2). وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض ، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة.

2. الثلوج

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

- ارتفاع المنشأة عن سطح البحر.
- ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج.

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

الجدول (3-3): 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

3. الزلازل

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب, ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي 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(UBC97).

4.3 العناصر الإنشائية

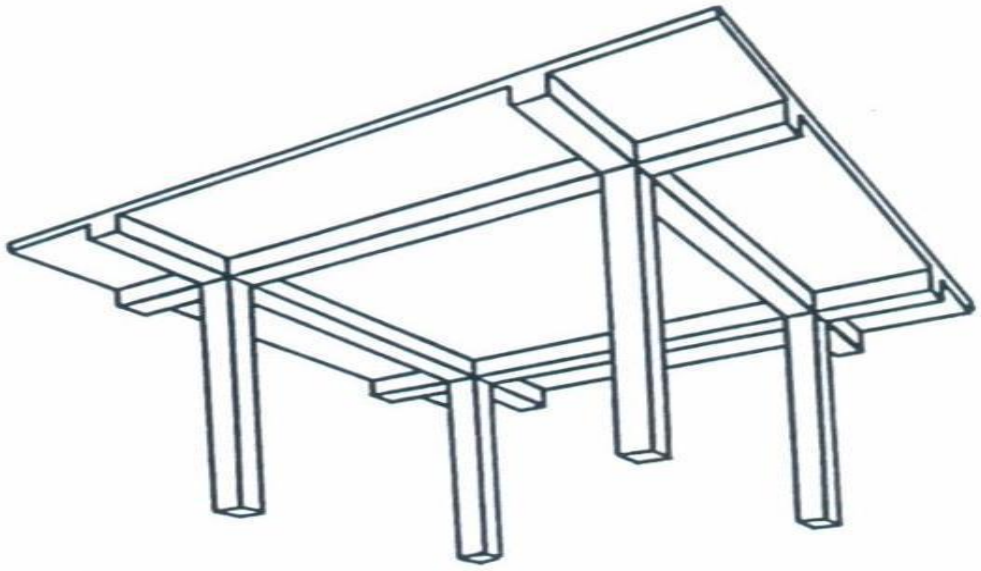
تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاتف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري، ومن أهم هذه العناصر، العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغيرها.

1.4.3 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 العقدات الخرسانية المسلحة ، منها ما يلي :

1. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) ومنها ما هو باتجاه واحد وأخرى باتجاهين.

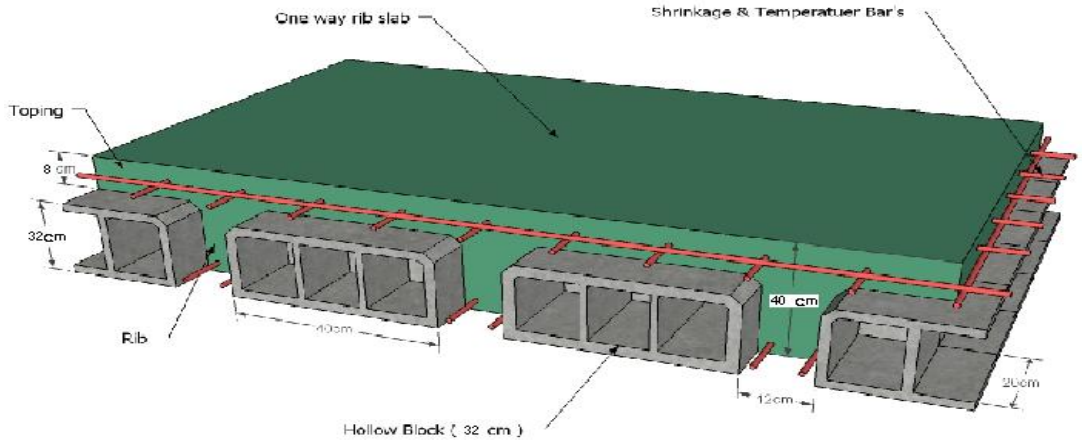


2. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

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

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

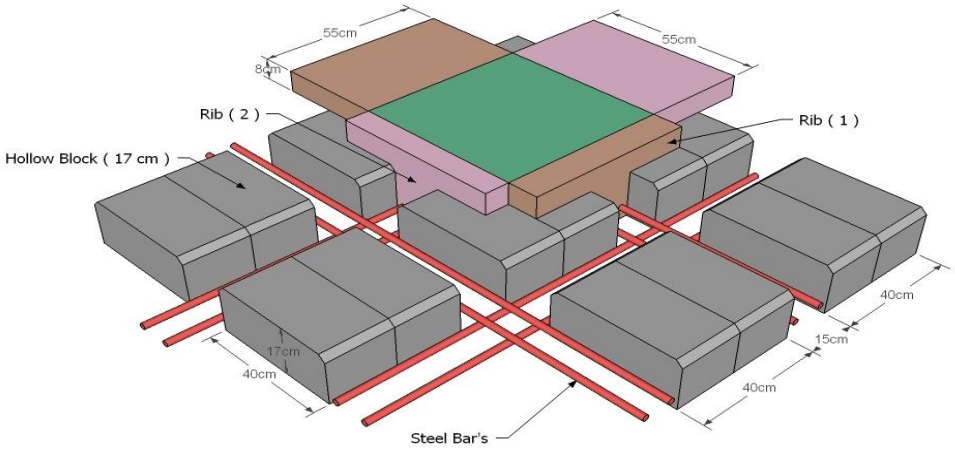
تتميز بخفة وزنها و فعاليتها.



الشكل (3-1): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

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

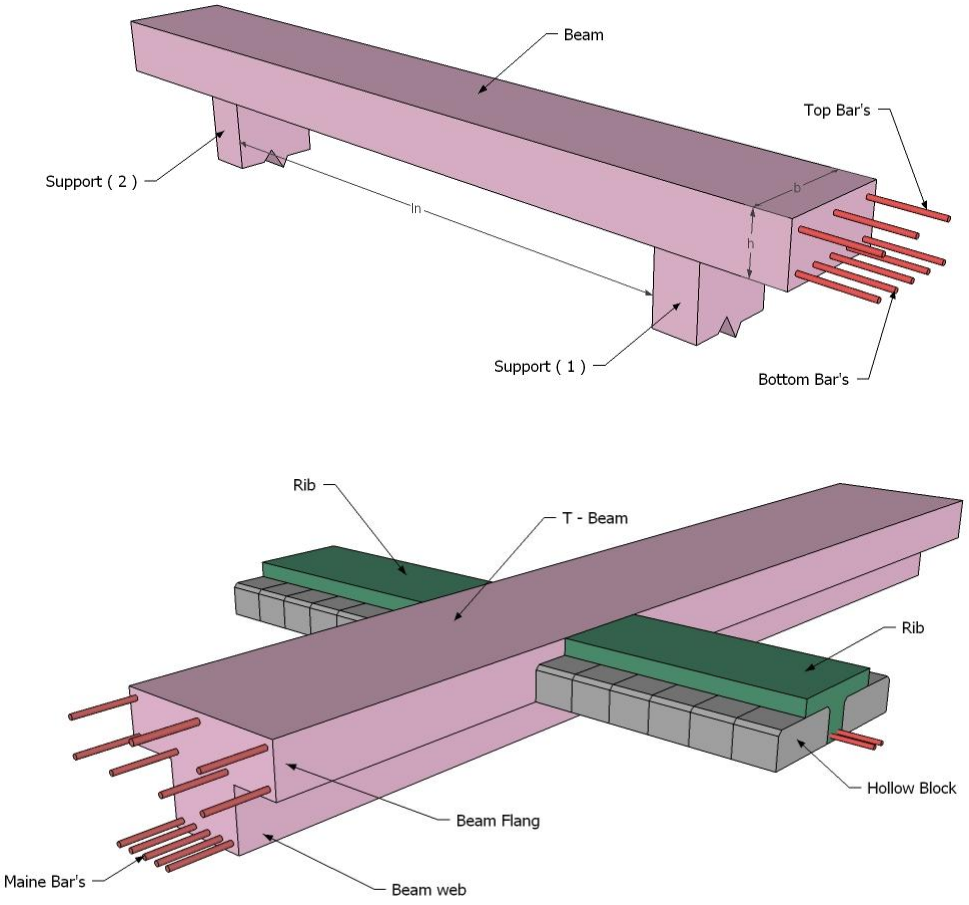
و هذا النوع لم يتم استخدامه في عقدات المبنى المختلفة ، و الشكل التالي يبين العقدات ذات الإتجاهين و تكوينها الانشائي.



الشكل (3-2): عقدات العصب ذات الاتجاهين.

2.4.3 الجسور:

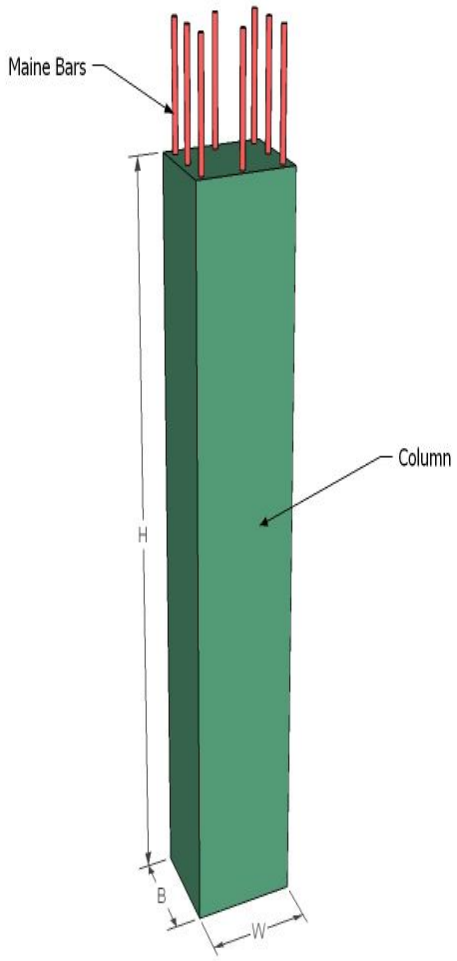
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين, جسور مسحورة (مخفية داخل العقدات) والجسور المدلاة "Dropped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، وفي المشروع سنقوم باستخدام الجسور المسحورة والجسور المدلاة حسب الاحمال الواقعة على الجسر وكذلك حسب الفضاءات وبعد كل جسر.



الشكل (3-3) أشكال الجسور المدلاة و المسحورة.

3.4.3 الأعمدة:

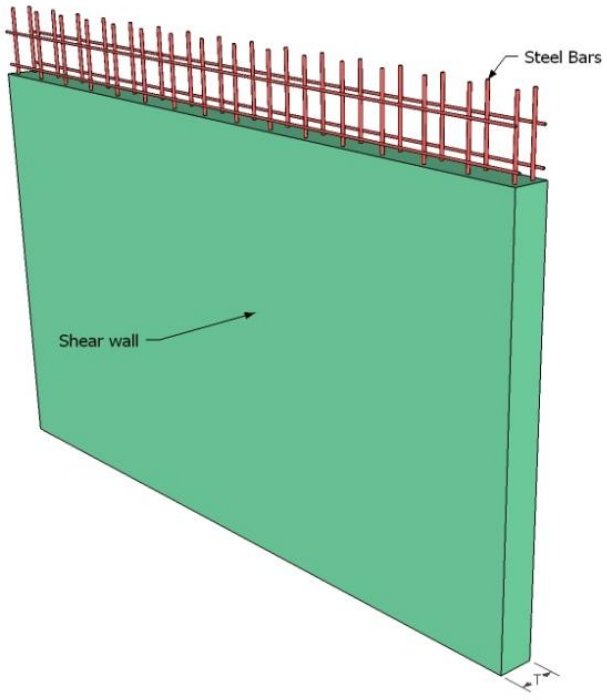
تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ،و هي متنوعة من حيث المقطع وطريقة العمل.



الشكل (3-4): أحد أشكال الأعمدة.

4.4.3 الجدران الحاملة (جدران القص):

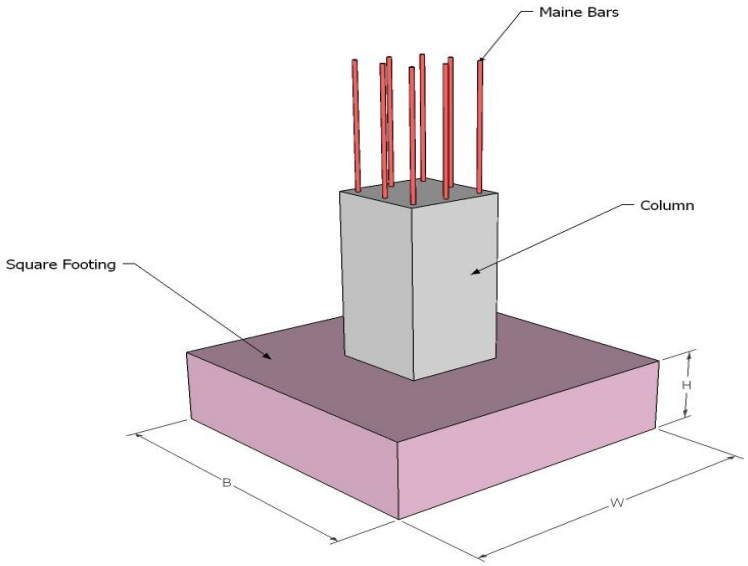
وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها المبنى ، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل 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 (3-5) : جدار القص .

5.4.3 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.

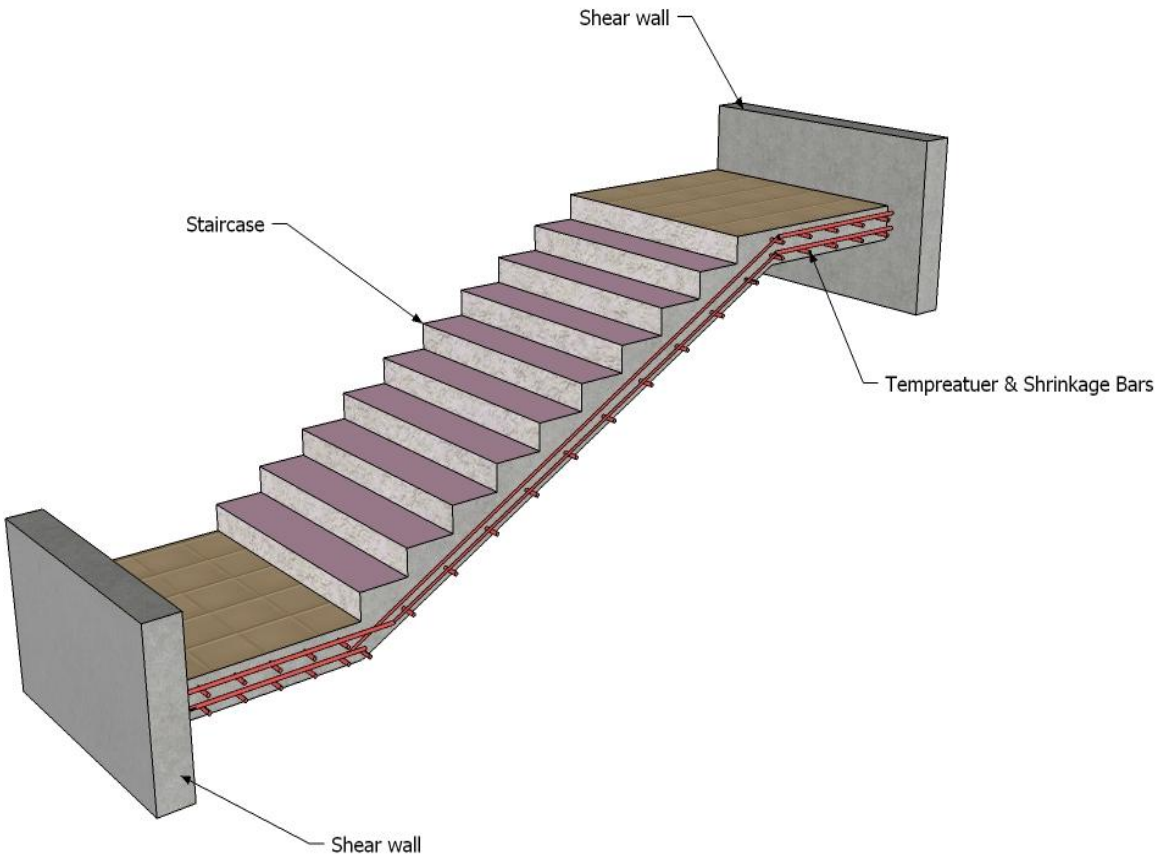


الشكل (3-6) : الأساس المنفرد

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

6.4.3 الأدراج:

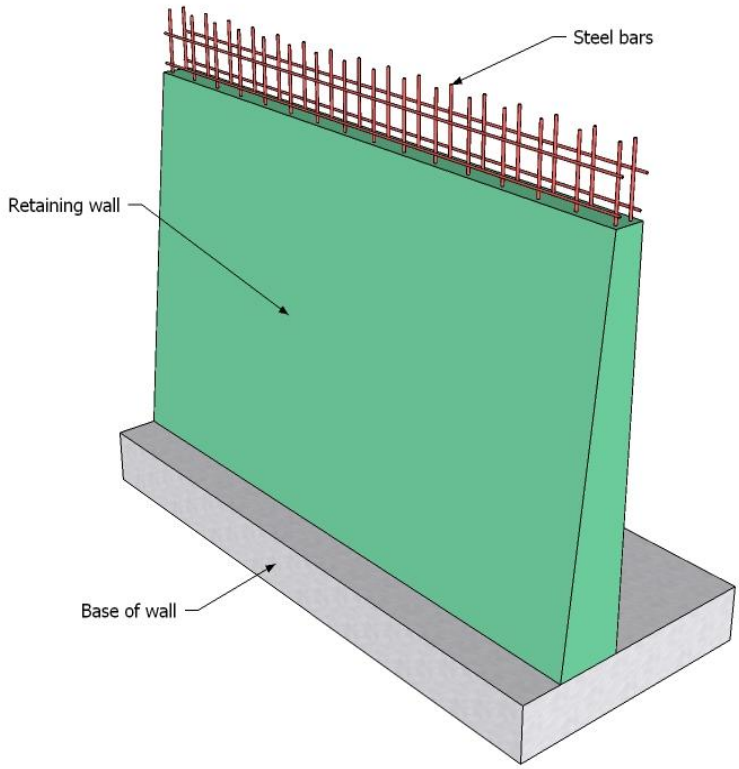
عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسيب ، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح والشكل (3-7) يبين مقطع عام للدرج.



الشكل (3-7): الدرج .

7.4.3 الجدران الاستنادية:

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



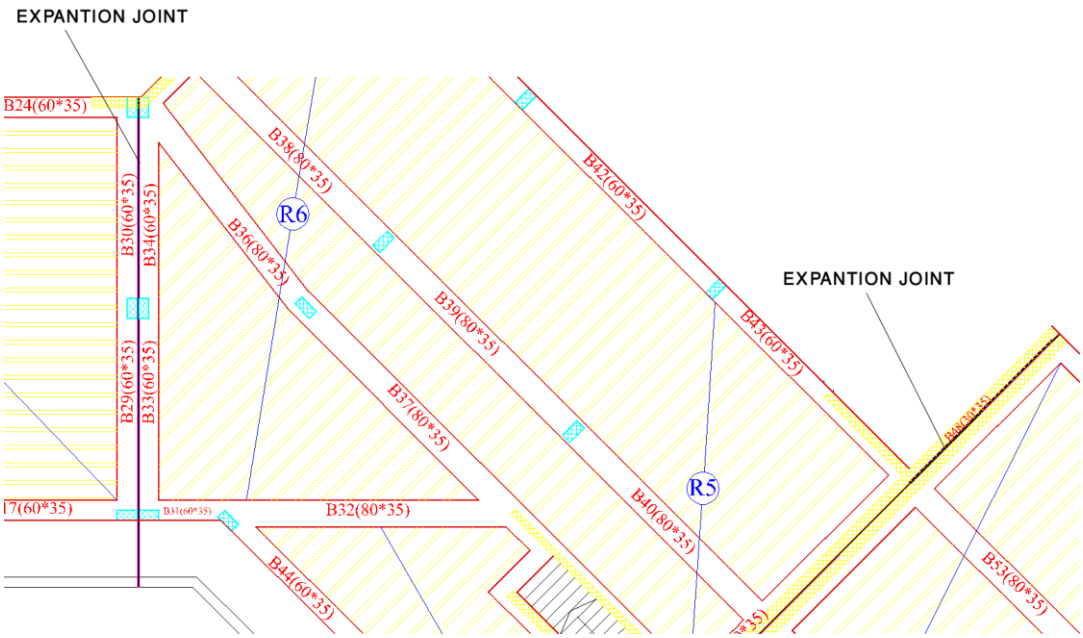
الشكل (3-8) جدار استنادي.

8.4.3 فواصل التمدد (Expansions Joints):

يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشات العادية كما يلي :

- من 40 إل 45 م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
- من 30 إل 35 م في المناطق الحارة .
- و يمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف .
- و في حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الأستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد .

وتم استخدام فاصلي تمدد في هذا المشروع .



الشكل (3-9) فواصل التمدد بالمبنى .

4

Chapter 4

Structural Analysis & Design

4 -1 Introduction.

4 -2 Factored Loads.

4 -3 Slabs Thickness calculation.

4 -4 Load Calculation.

4 -5 Design of Topping.

4 -6 Design of Rib (R3).

4 -7 Design of Beam (Beam 59-60-61-62-63).

4 -8 Design of Two Way Ribbed Slab (R2)

- **4.8.1 : Check Slab Thickness .**
- **4.8.2 : Resultant Moments On Slab .**
- **4.8.3 : Flexure Design .**
- **4.8.4 : Shear Design .**

4 -9 Design of Stair case (SC4)

- **4.9.1 : Minimum Slab Thickness for deflection .**
- **4.9.2 : Flight Dead load Calculations .**
- **4.9.3 : Landing Dead load Calculations .**
- **4.9.4 : Design of Slab S1 .**

4.9.5 : Design of Slab S2 .

4 -10 Design of Column (C7) in Ground Floor .

4 -11 Design of Isolated Footing (F8) .

4 -12 Design of Strip Footing (SF1) .

4.12.1 : Area of footing calculations .

4.12.2 : Depth of footing and Shear design .

4 -13 Design of Combined Footing (FC4) .

4 -14 Design of Basement Wall (BW1) .

4.14.1 : Design Of Shear .

4.14.2 : Design for Flexure .

4 -15 Design of Shear Wall .

4.15.1 : Design of shear .

4.15.2 : Design of the Horizontal reinforcement .

4.15.3 : Design for Vertical reinforcement .

4.15.4 : Design of bending moment .

4 -1 Introduction:-

Concrete is the only major building material that can be delivered to the job site in a plastic state. This unique quality makes concrete desirable as a building material because it can be molded to virtually any form or shape.

Concrete used in most construction work is reinforced with steel. When concrete structure members must resist extreme tensile stresses, steel supplies the necessary strength. Steel is embedded in the concrete in the form of a mesh, or roughened or twisted bars. A bond forms between the steel and the concrete, and stresses can be transferred between both components.

In this project, all of design calculation for all structural members would be made upon the structural system which was chosen in the previous chapter.

So, in this project, there are three types of slabs: one way ribbed slab, two way ribbed slab, and two way flat slab. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer program called "ATIR- Software " to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs and by using the previous program and "STAAD PRO 2007", Etabs, and Safe programs to find the internal forces, deflections and moments for One way solid slab, and then handle calculation would be made to find the required steel for all members.

The design strength provided by a member, it is connections to other members, and its cross – sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI- code.

NOTE:

- *B300…. $fc' = 30N/mm^2 (MPa)$ For circular section

  but for rectangular section ($fc' = 30 * 0.8 = 24MPa$) .

- The specified yield strength of the reinforcement {fy = 412 N/mm² (MPa) , fy = 420 N/mm² (MPa) }

4 -2 Factored Loads:-

q_u = 1.2DL + 1.6L *ACI – 318 - 08 (9.2.1)*

4 -3 Slabs Thickness calculation:-

The overall depth must satisfy ACI Table (9.5.a):

For rib (R3), as shown in fig.

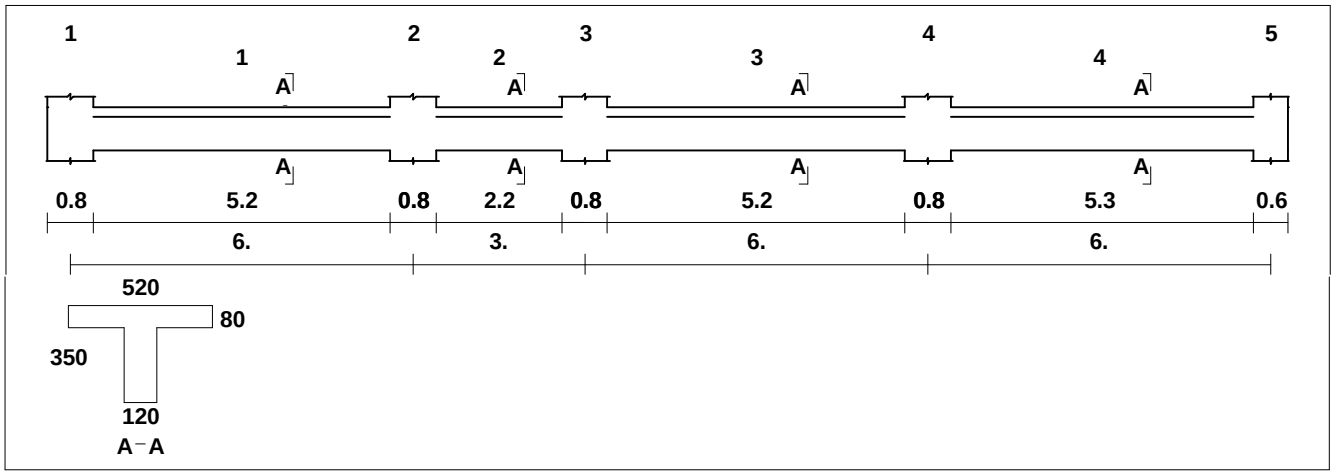


Fig. (4-1) : Spans Length of Rib (R3).

➔ From *ACI-318-08 table (9.5a)*

Min h ≥:

$$\frac{L}{18.5} = \frac{6.00}{18.5} = 0.324\ m$$

$$\frac{L}{18.5} = \frac{3.00}{18.5} = 0.162\ m$$

$$\frac{L}{21} = \frac{6.00}{21} = 0.287\ m$$

For Rib (R3), will use thickness of slab 35 cm

4 -4 Load Calculation:-

For the one-way ribbed slabs, the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:

❖ 4.4.1 Calculations of Dead load :-

Material	Unit weight (KN/m^3)	Thickness (cm)
Tile	**23**	**3**
Mortar	**22**	**2**
Sand	**16**	**7**
Topping slab	**25**	**8**
Hollow block	**10**	**27**
Rib	**25**	**27**
Plastering	**22**	**3**
partition	**2KN/m^2**	

Table (4-1) Calculation of the total load for (R3)

Tile = 23*0.03*0.52= 0.358 KN/m
Mortar = 22*0.02*0.52= 0.229 KN/m
Sand = 16*0.07*0.52= 0.582 KN/m
Topping = 25*0.08*0.52= 1.04 KN/m
Block = 10*0.27*0.4= 1.08 KN/m
Rib = 25*0.27*0.12= 0.810 KN/m
Plaster = 22*0.03*0.52= 0.343 KN/m
Partition = 2*0.52= 1.04 KN/m

➔ **Total dead load = 5.467 KN/m/rib**

❖ 4.4.2 Calculations of Live load:-

From Jordanian live loads Table live load for the schools is 5 KN/m² .

➔ Total live load = 5*0.52 = 2.6 KN/m/rib

4 -5 Design of Topping :-

❖ 4.5.1 Calculation of Dead load

Tile = 22*0.03*1=0.66 KN/m
Mortar = 22*0.02*1=0.44KN/m
Sand = 16*0.07*1=1.12 KN/m
Topping = 25*0.08*1=2 KN/m
Partition= 2*1=2 KN/m

D.L $_{total}$ = 6.22 KN/m

❖ 4.5.2 Calculation of live load

L.L$_{total}$ = 5KN/m

➔ Wu = 1.2D.L + 1.6L.L = 1.2*6.22 + 1.6*5 = 15.464 KN/m

Check ΦMn > Mu

$$Mu = \frac{w_u * l^2}{12} = \frac{15.646 * 0.4^2}{12} = 0.206 kN.m$$

$$Mn = 0.42\sqrt{fc'} * s$$

$$s = \frac{bh^2}{6}$$

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

$$= 0.42\sqrt{24} * \frac{1*0.08^2}{6} * 10^3 = 2.19 kN.m$$

Ø=0.55 for plain concrete

$$\phi * Mn = 0.55 * 2.19 = 1.2 kN.m.$$

$$\phi * Mn = 1.2 > Mu = 0.206 KN.m.$$

Shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$\rho = 0.0018$ *ACI-318-08 (7.12.2)*

$As = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144 mm^2 / 1m.$

A_s (ϕ 8) =50.27mm^2

So number of bars =144/50.27 = 2.86

Spacing= 1000/ (number of bars) =1000/2.86=349 mm

Check for max. Spacing

S=3h=3*80=240mm…… (Control)

S=450mm

S=380(280/f_s)-2.5C_c =380(280/.667*412)-2.5*20=337mm

S=300(280/fs) =300(280/0.667*412) =305.67mm

Then use Φ 8 @ 20cm for practical purposes in both directions.

4 -6 Design of Rib (R3):-

- Materials :-

  Concrete B300, Fc' = 0.8*30 = 24 N/mm^2 =24Mpa

  Reinforcement Steel, fy = 412 N/mm^2 = 412 MPa

- Design constant :-

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

  b_E = Ln/4 = 5.6/4 = 1.4 m

  b_E = bw + 16 tf = 12 + 16 (8) = 1.4 m

  b_E = c/c spacing between beams =0. 52 m

  Control ……. 52 cm = 520 mm

- Requirements For Slab Floor According to *ACI- (318-08)* .

  bw ≥ 10cm……ACI(8.13.2)

  Select bw=12cm

  h ≤ 3.5*bw …….. ACI(8.13.2)

  Select h=32cm<3.5*12=42cm

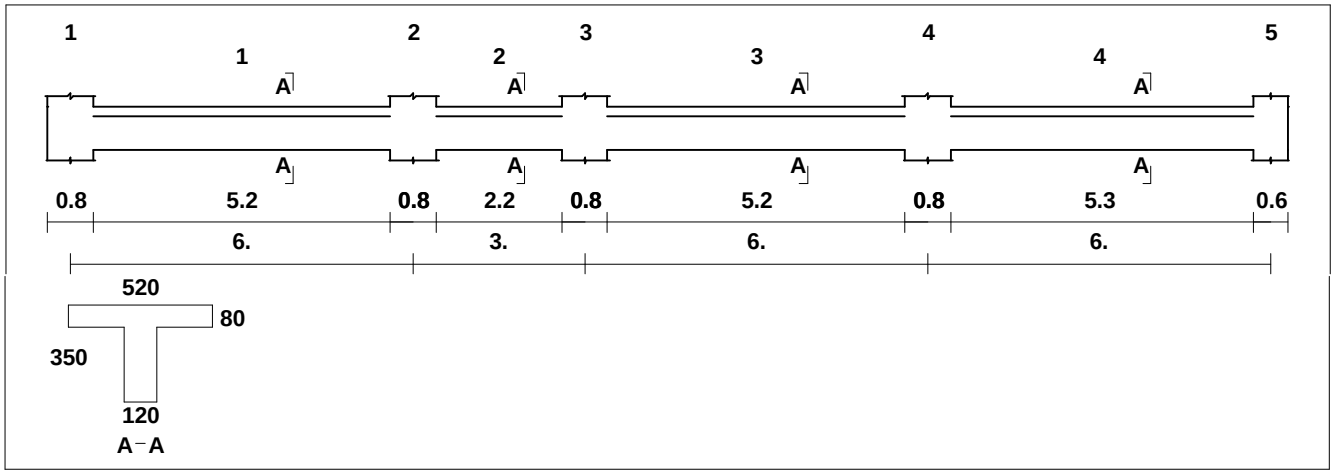
  tf ≥ Ln/12 ≥50mm ……ACI(8.13.6.1)

  Select t_f = 8cm = 80 mm

❖ System :-

One -way ribbed slab :-

Geometry Units:meter,mm



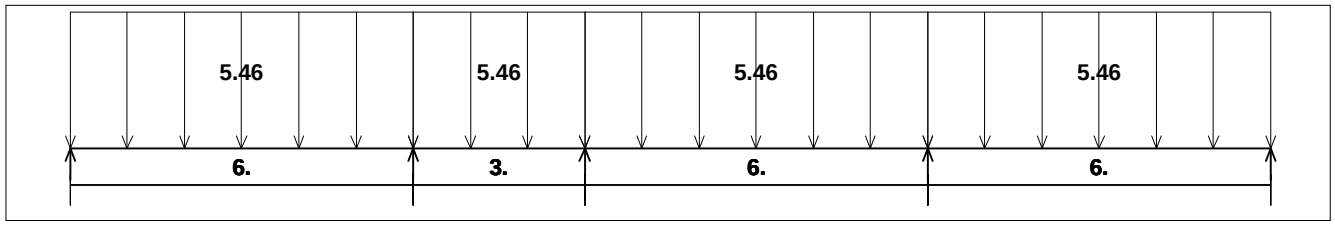
❖ Loading :-

By using **ATIR (BEAMD)** Software we get the envelope moment and shear diagram as following:-

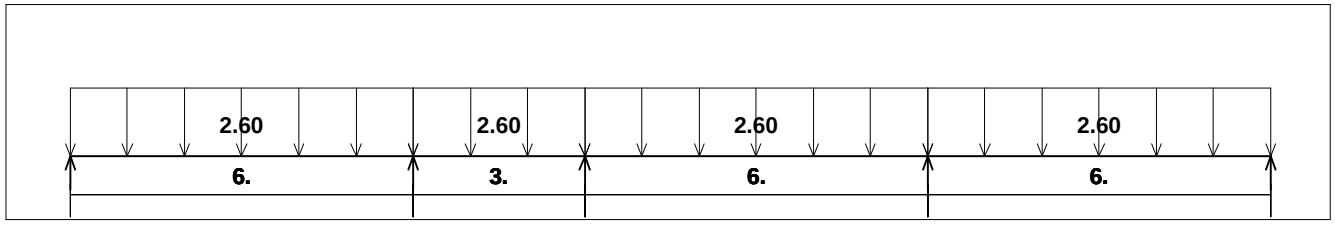
D.L $_{total}$ = 1.2*5.467 = 6.56 KN/m/rib **L.L $_{total}$ = 1.6*2.6=4.16 KN/m/rib**

Loading

load group no. 1
Dead load - Service
Units:kN,meter

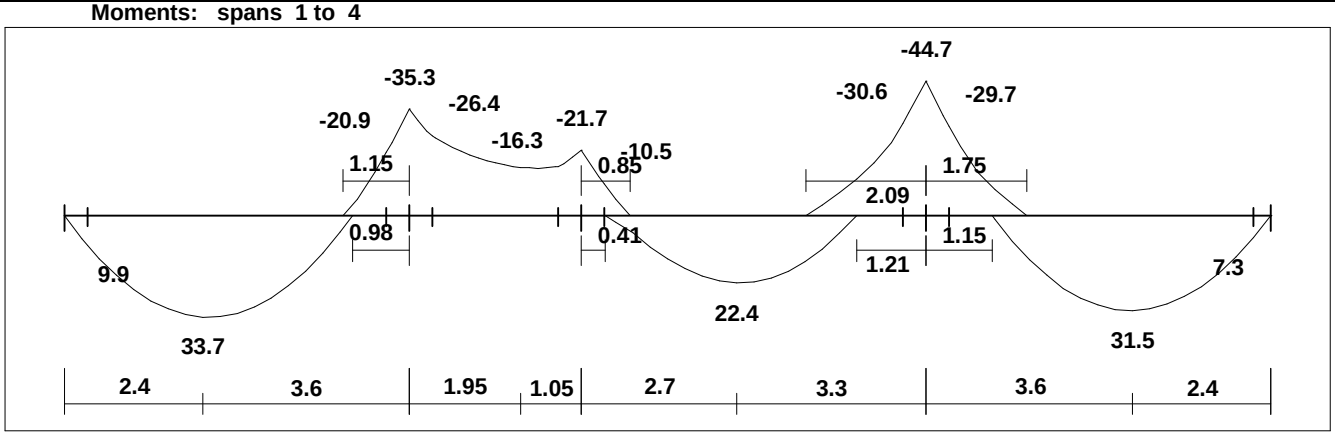


Live load - Service
Load factors: 1.20,1.20/1.60,0.00



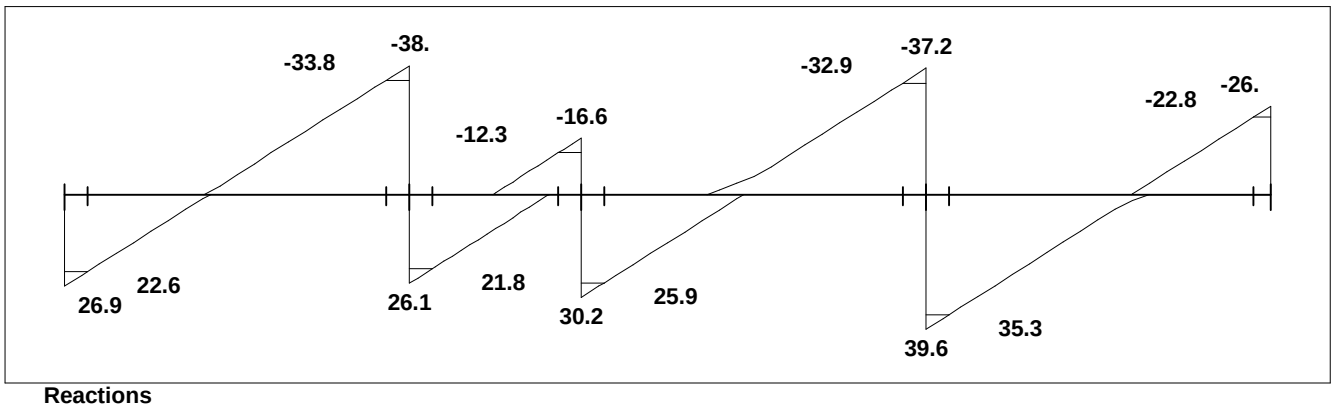
Moment/Shear Envelope (Factored) Units:kN,meter

Moments: spans 1 to 4



Moment/Shear Envelope (Factored) Units:kN,meter

Shear



Reactions

Factored

DeadR	16.26	36.56	23.01	46.78	15.16
LiveR	10.63	27.57	23.8	30.03	10.83
MaxR	26.89	64.12	46.81	76.81	26.
MinR	15.94	38.58	20.39	59.38	13.95
Service					
DeadR	13.55	30.46	19.17	38.98	12.64
LiveR	6.64	17.23	14.88	18.77	6.77
MaxR	20.19	47.69	34.05	57.75	19.41
MinR	13.35	31.73	17.53	46.86	11.88

Fig.(4-2) Rib (R3) Envelope

Flexural Design : -

❖ **Design for positive Moment for Rib (R3):-**

Use Mu max. Positive for span ➔**Mu= 33.7 KN.m .**

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

assume a = t_f = 8 cm = 80 mm

d = h – cover–dia. of stirrups – db/2 = 350 – 20 –10 – 14/2 = 313 mm.

Φ.Mnf = 0.9*0.85 f_c * t_f * b_E *(d- t_f/2)

= 0.9* 0.85 (24) (80) (520)(313- 80/2)*10^{-6}

➔ **Φ.Mnf = 208.5 KN.m**

ΦMnf =208.5 KN.m > Mu = kN.m

➔ **Rectangular section**

Design as a rectangular with b_E = 52cm

As = ρ.bE .d

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85*24} = 20.196$$

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{33.7*10^{-3}/0.9}{0.52*(0.313)^2} = 0.735 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.196}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.196*0.735}{412}}\right) = 1.81710^{-3}$$

A_S = ρ.be .d = (1.81710^{-3})* (520)* (313) = 295.79 mm^2 .

Then use 2Φ 14 , As=307.8 mm^2

➔ **Check Minimum Reinforcement $A_{S\,min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

$$A_{S\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(412)}(120)(313) = 111.65 mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) \quad = \frac{1.4}{412}(120)(313) = 127.63 mm^2 \qquad \text{(control)}$$

For 2Φ14 , As=307.8 mm^2 > 127.63 , OK

➔ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$307.8 * 412 = 0.85 * 24 * 520 * a$

$a = 11.954 mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{11.954}{0.85} = 14.06 mm$

β=0.85….. f_c <28MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{313-14.06}{14.06} \times 0.003 = 0.0637$

$\varepsilon_s = 0.0637 > 0.005$

❖ **Design for Positive Moment Mu = + 22.4 KN.m :**

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20.196$$

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{22.4 * 10^{-3} / 0.9}{0.52 * (0.313)^2} = 0.488 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.196}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.196 * 0.488}{412}}\right) = 1.1989 * 10^{-3}$$

$A_S = \rho . b_e . d = (1.198 * 10^{-3}) * (520) * (313) = 195.146\ mm^2$.

Then use 2Φ 12 , As=226.2 mm^2

➔ **Check Minimum Reinforcement $A_{S\,min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \quad = \frac{\sqrt{24}}{4(412)}(120)(313) = 111.65 mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) \quad = \frac{1.4}{412}(120)(313) = 127.63 mm^2 \qquad \text{(control)}$$

For 2Φ12 , As=226.2 mm^2 > 127.63 , OK

➔ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$226.2 * 412 = 0.85 * 24 * 520 * a$$

$$a = 8.785 mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.785}{0.85} = 10..mm$$

β=0.85….. f_c <28MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{313 - 10.33}{10.33} \times 0.003 = 0.088$$

$$\varepsilon_s = 0.088 > 0.005$$

❖ **Design for Positive Moment Mu = + 31.5 KN.m :**

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20.196$$

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{31.5 * 10^{-3} / 0.9}{0.52 * (0.313)^2} = 0.687 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.196}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.196 * 0.687}{412}}\right) = 1.697 * 10^{-3}$$

$A_S = \rho . b_e . d = (1.697 * 10^{-3}) * (520) * (313) = 276.14\ mm^2$.

Then use 2Φ 14 , As=307.8 mm^2

➔ **Check Minimum Reinforcement $A_{S\,min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

$$A_{S\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \quad = \frac{\sqrt{24}}{4(412)}(120)(313) = 111.65 mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) \quad = \frac{1.4}{412}(120)(313) = 127.63 mm^2 \qquad \text{(control)}$$

For 2Φ14 , As=307.8 mm^2 > 127.63 , OK

➔ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$307.8 * 412 = 0.85 * 24 * 520 * a$$

$$a = 11.95 mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{14.06}{0.85} = 10..mm$$

β=0.85….. f_c <28MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{313 - 14.06}{14.06} \times 0.003 = 0.0637$$

$$\varepsilon_s = 0.0637 > 0.005$$

❖ **Design for Negative Moment Mu = -26.4 KN.m :**

❖ Design as a rectangular with b = 12 cm = 120 mm

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20.196$$

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{26.4 * 10^{-3} / 0.9}{0.12 * (0.313)^2} = 2.49 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.196}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.196 * 2.495}{412}}\right) = 6.48 * 10^{-3}$$

$A_S = \rho.b_e .d = (6.48 * 10^{-3}) * (120) * (313) = 243.39\ mm^2$.

Then use 2Φ 14 , As=307.8 mm2

➔ **Check Minimum Reinforcement** $A_{S\,min}$**...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

$$A_{s\,min}=\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \quad =\frac{\sqrt{24}}{4(412)}(120)(313)=111.65mm^2$$

$$A_{s\ min}=\frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) \quad =\frac{1.4}{412}(120)(313)=127.63mm^2 \qquad \text{(control)}$$

For 2Φ14 , As=307.8 mm2 > 127.63 , OK

➔ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$307.8*412=0.85*24*120*a$

$a=51.8mm$

$$c=\frac{a}{\beta_1}=\frac{51.8}{0.85}=60.94mm$$

β=0.85….. f_c<28MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s=(d-c)/c\times 0.003=\frac{313-60.94}{60.94}\times 0.003=0.0124$$

$$\varepsilon_s=0.0124>0.005$$

❖ **Design for Negative Moment Mu = -16.3 KN.m :**

❖ Design as a rectangular with b = 12 cm = 120 mm

$$m=\frac{fy}{0.85*fc'}=\frac{412}{0.85*24}=20.196$$

$$\text{Rn}=\frac{Mu/\phi}{b*d^2}=\frac{16.3*10^{-3}/0.9}{0.12*(0.313)^2}=1.54\ \text{MPa}$$

$$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right)=\frac{1}{20.196}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.196*1.54}{412}}\right)=3.892*10^{-3}$$

A_S = ρ.be .d = $(3.892*10^{-3})$* (120)* (313) = 146.19 mm^2 .

Then use 2Φ 10 , As=157 mm2

➔ **Check Minimum Reinforcement $A_{S\,min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

$$A_{s\,min}=\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \quad =\frac{\sqrt{24}}{4(412)}(120)(313)=111.65mm^2$$

$$A_{s\ min}=\frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) \quad =\frac{1.4}{412}(120)(313)=127.63mm^2 \qquad \text{(control)}$$

For 2Φ10 , As=157 mm2 > 127.63 , OK

➔ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$157*412=0.85*24*120*a$

$a=26.42mm$

$$c=\frac{a}{\beta_1}=\frac{26.42}{0.85}=31.086mm$$

β=0.85….. f_c<28MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s=(d-c)/c\times 0.003=\frac{313-31.086}{31.086}\times 0.003=0.0272$$

$$\varepsilon_s=0.0272>0.005$$

❖ **Design for Negative Moment Mu = -30.6 KN.m :**

❖ Design as a rectangular with b = 12 cm = 120 mm

$$m=\frac{fy}{0.85*fc'}=\frac{412}{0.85*24}=20.196$$

$$Rn=\frac{Mu/\phi}{b*d^2}=\frac{30.6*10^{-3}/0.9}{0.12*(0.313)^2}=2.892 \text{ MPa}$$

$$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right)=\frac{1}{20.196}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.196*2.892}{412}}\right)=7.603*10^{-3}$$

$A_S=\rho.b_e.d=(8.603*10^{-3})*(120)*(313)=146.19\ mm^2$.

Then use 2Φ 14 , As=307.8 mm2

➔ **Check Minimum Reinforcement $A_{s\,min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

$$A_{s\,min}=\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \quad =\frac{\sqrt{24}}{4(412)}(120)(313)=111.65mm^2$$

$$A_{s\,min}=\frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) \quad =\frac{1.4}{412}(120)(313)=127.63mm^2 \qquad \text{(control)}$$

For 2Φ14 , As=307.8 mm2 > 127.63 , OK

➔ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$307.8*412=0.85*24*120*a$$

$$a=51.8mm$$

$$c=\frac{a}{\beta_1}=\frac{51.8}{0.85}=60.944mm$$

β=0.85….. f_c <28MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s=(d-c)/c\times 0.003=\frac{313-60.944}{60.944}\times 0.003=0.0124$$

$$\varepsilon_s=0.0124>0.005$$

❖ **Design Rib (R3) For Shear :-**

Vu (at Face of support) =35.3 KN (From Shear Envelope)

Factored shear forces at d=0.313 m = 313 mm from face of support

Vu = 35.3 - .313*10.72 = 31.94 KN

Determine shear strength provided by concrete (ϕ Vc).

1.1 Vc = 1.1* $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ bw * d

= 1.1* $\frac{\sqrt{24}}{6}$ 0.12 * 0.313*10^3 = 33.73 KN

ΦVc = 0.75*33.73= 25.3 KN

Vs min = Max of : 1) $\frac{1}{3}$ bw * d = 0.333 * 120 * 313* 10^{-3} = 12.52 KN - Control

2) $\frac{\sqrt{fc'}}{16}$ bw * d = $\frac{\sqrt{24}}{16}$ * 120 * 313 * 10^{-3} = 11.5 KN

Case III is Valid :

Φ (Vc + Vs_{min}) > Vu > Φ Vc

0.75 (33.73 + 12.52) = 34.68 KN > Vu = 31.94 KN > 0.75*33.73 = 25.3 KN

- minimum shear reinforcement is required

Assume Stirrups 2-leg Ø8

$$S = \frac{Av * fyt * d}{Vs}$$

S = (100.48 * 412 *313)/(12.52*1000) = 1034.944 mm

Check For S_{max}

1) $S_{max} \leq \frac{d}{2}$ = 313/2 = 156.5 mm - Control

2) $S_{max} \leq 600$ mm

S= 1034.94 mm > S_{max} = 156.5 mm

So , Use 2-leg Ø8 @150 mm

4-7 Design of Beam (Beam 59-60-61-62-63):-

- **Material :-**
  - ⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2
  - ⇒ Reinforcement Steel fy = 412 N/mm^2
- **Loading :-**
  - ➔ Reaction from Simply Supported Rib :
    D.L =16.4/0.52 = 31.538 KN/m
    L.L =7.8/0.52 = 15 KN/m
  - ➔ Reaction from Rib :
    D.L =38.98/0.52 = 74.968 KN/m
    L.L =18.678/0.52 = 36.09 KN/m
  - ➔ Reaction from two way ribbed Slab (S1) :
    D.L =10.62*7.1 = 75.402 KN/m
    L.L =5*7.1 = 35.5 KN/m
  - ➔ Reaction from two way ribbed Slab (S2) :

D.L =11.83*7.57= 89.553 KN/m

L.L =5*7.57 = 37.85 KN/m

➔ **Beam Self weight =** 25*0.8 = 20 KN/m

➔ **Beam Materials :**

Tile = 22*0.03*0.8=0.528 KN/m

Mortar = 22*0.02*0.8=0.352 KN/m

Sand = 16*0.07*0.8=0.896 KN/m

Plastering = 22*0.02*0.8 =0.352 KN/m

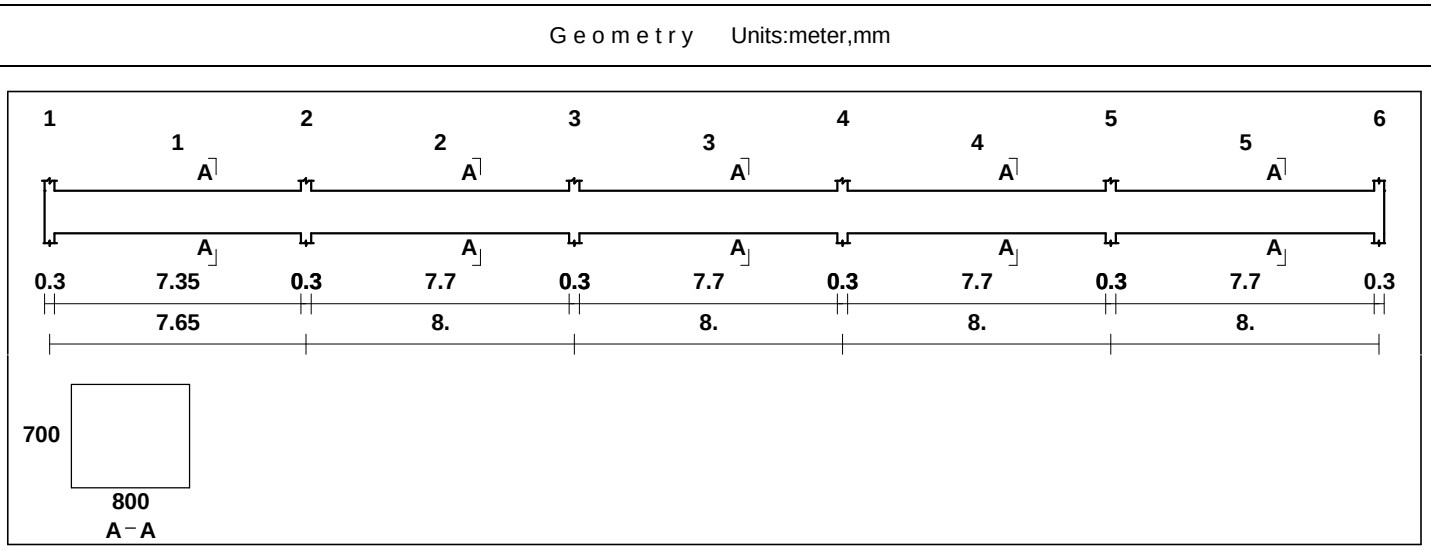
Partition =2*0.8=1.6 KN/m

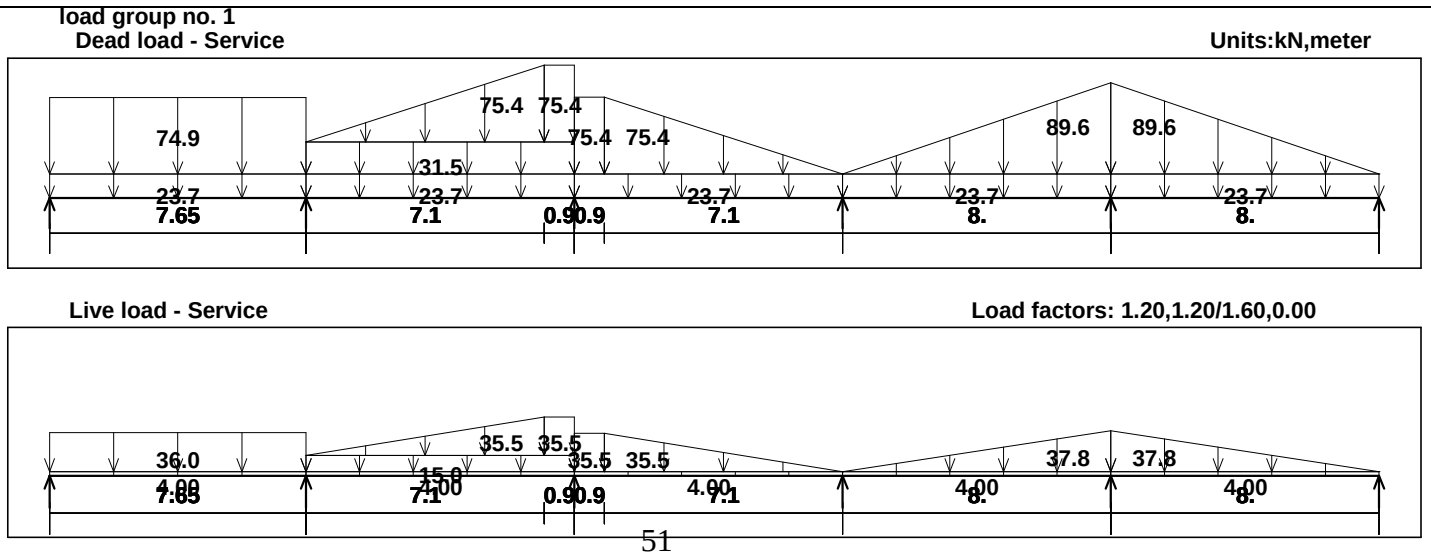
∑=3.728 KN/m

➔ **Total Dead load**

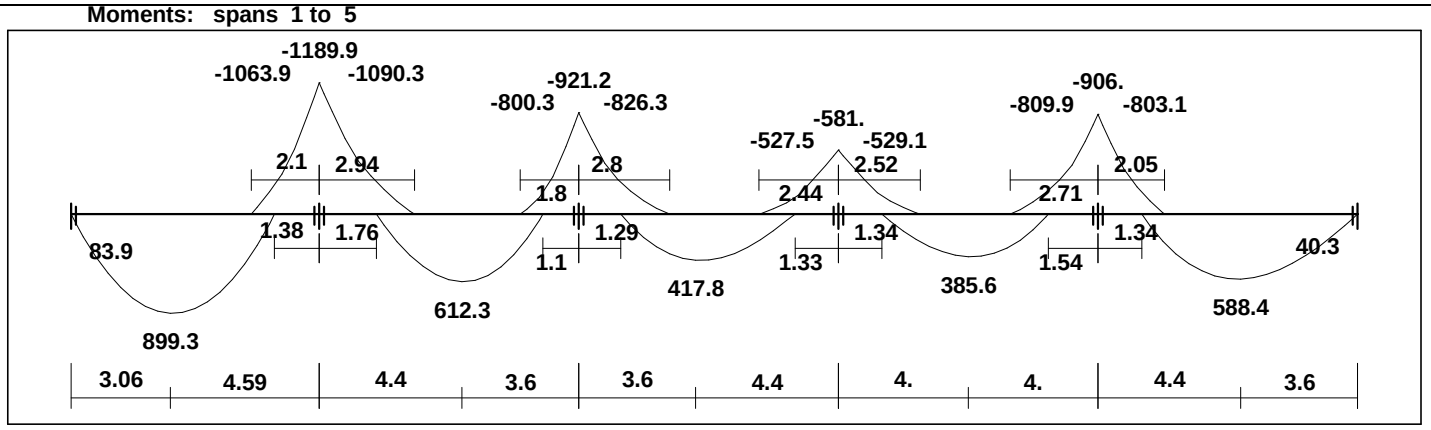
Self weight + Materials = 20 + 3.728 = 23.728 KN/m

Assumed that h = 1000 mm to analyze the beam using (Beam D) Software to get Shear & Moment Envelope :

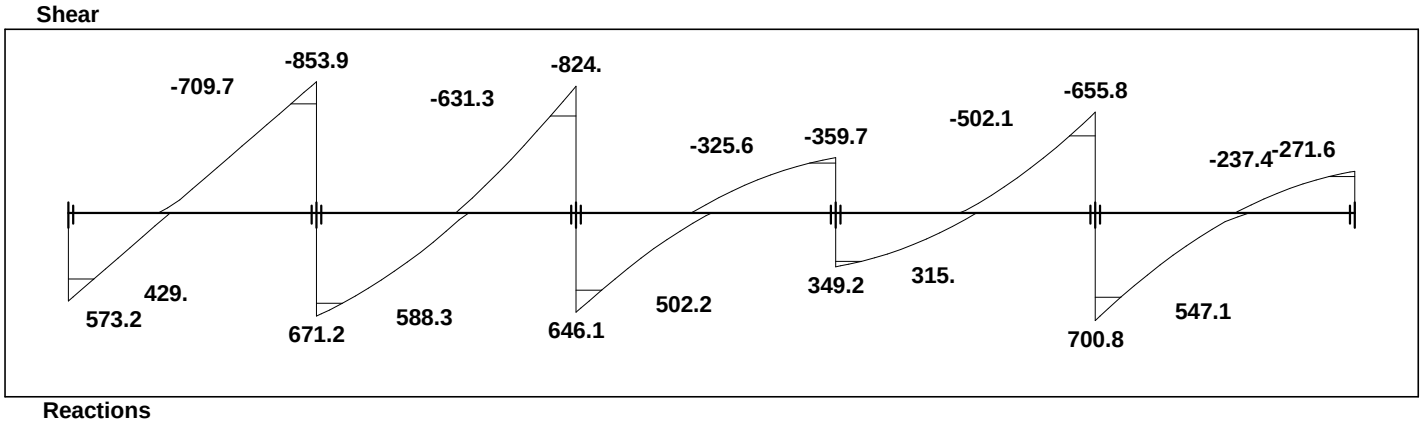




M o m e n t / S h e a r E n v e l o p e (Factored) Units:kN,meter



M o m e n t / S h e a r E n v e l o p e (Factored) Units:kN,meter



Reactions

Factored

DeadR	354.94	978.13	913.23	446.61	910.27	181.76
LiveR	218.29	546.97	556.86	262.25	446.38	89.81
MaxR	573.23	1525.09	1470.09	708.86	1356.64	271.57
MinR	329.26	1175.75	1059.24	494.11	1089.35	164.12
Service						
DeadR	295.78	815.11	761.02	372.17	758.55	151.47
LiveR	136.43	341.85	348.04	163.91	278.99	56.13
MaxR	432.21	1156.96	1109.06	536.08	1037.54	207.6
MinR	279.73	938.62	852.28	401.86	870.48	140.44

Figure (4-3) : Beam (59 - 60 -61-62 -63) Envelope

determination of Beam dimensions :

➔ $m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85*24} = 20.196$

$\beta_1 = 0.85$, Since $fc' < 28\ MPa$

$\rho b = \frac{0.85*fc'*\beta_1}{fy} * \frac{600}{600+fy} = 0.02495$

$\rho = 0.4 * \rho b = 0.4*0.02495 = 9.981*10^{-3}$

$Rn = \rho*fy\ (1- \frac{\rho*m}{2}) = 3.697$ Mpa

$Rn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2}$

d= 640.003 mm

assume Φ 20

➔ h = 640 + 20/2 + 10 + 40 = 700 mm

Take h = 70 cm = 700 mm

❖ **Design Beam For Flexure :-**

b = 800 mm , h = 700 mm

❖ **Design for Positive Moment Mu = +899.3 KN.m :**

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85*24} = 20.196$

$Rn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{899.3*10^{-3}/0.9}{0.8*(0.640)^2} = 3.049$ MPa

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.196}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.196*3.049}{412}}\right) = 8.0558*10^{-3}$$

$A_S = \rho.b_e.d = (8.0558*10^{-3})*(800)*(640) = 4124.57\ mm^2$.

Then use 14Φ 20 , As=4396 mm2

➔ **Check Minimum Reinforcement A_S min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(412)}(800)(640) = 1522.01 mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{412}(800)(640) = 1793.8 mm^2 \quad \text{(control)}$$

For 14Φ20 , As=4396 mm^2 > 1793 mm^2 , OK

➔ **Check for Spacing :**

$$\mathbf{S} = \frac{800 - 2*40 - 2*10 - 14*20}{13} = 32.3 \text{ mm}$$

S > 25 mm

S > db

- OK

➔ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$4396 * 412 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 110.977 mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{110.977}{0.85} = 130.561 mm$$

β=0.85….. f_c<28MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d - c)/c \times 0.003 = \frac{313 - 130.561}{130.561} \times 0.003 = 0.0117$$

$$\varepsilon_s = 0.0117 > 0.005$$

OK : Tension Controlled Section

❖ **Design for Positive Moment Mu = +612.3 KN.m :**

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20.196$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{612.3 * 10^{-3} / 0.9}{0.8 * (0.640)^2} = 2.076 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.196}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.196*2.076}{412}}\right) = 5.325*10^{-3}$$

$A_S = \rho.b_e .d = (5.325*10^{-3})*(800)*(640) = 2726.79\ mm^2$.

Then use 9Φ 20 , As=2826 mm^2

➔ **Check Minimum Reinforcement $A_{S\,min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

$$A_{S\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(412)}(800)(640) = 1522.01 mm^2$$

$$A_{S\,min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{412}(800)(640) = 1793.8 mm^2 \quad \text{(control)}$$

For 9Φ20 , As=2826 mm^2 > 1793 mm^2 , OK

➔ **Check for Spacing :**

$$\mathbf{S} = \frac{800-2*40-2*10-9*20}{8} = 65 \text{ mm}$$

S > 25 mm

S > db

- OK

➔ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2826*412 = 0.85*24*120*a$

$a = 71.34mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{71.34}{0.85} = 83.93mm$$

β=0.85….. f_c <28MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{313-71.34}{71.34} \times 0.003 = 0.0198$$

$\varepsilon_s = 0.0198 > 0.005$

OK : Tension Controlled Section

❖ **Design for Positive Moment Mu = +417.8 Kn.m :**

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20.196$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{417.8 * 10^{-3} / 0.9}{0.8 * (0.640)^2} = 1.4167 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.196}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.196 * 1.4167}{412}}\right) = 3.567 * 10^{-3}$$

$A_S = \rho.b_e .d = (3.567 * 10^{-3}) * (800) * (640) = 1826.336 \ mm^2$.

Then use 6Φ 20 , As=1884 mm²

➔ **Check Minimum Reinforcement $A_{S\,min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

$$A_{S\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(412)}(800)(640) = 1522.01 mm^2$$

$$A_{S\,min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{412}(800)(640) = 1793.8 mm^2 \quad \text{(control)}$$

For 6Φ20 , As=1884 mm² > 1793 mm² , OK

➔ **Check for Spacing :**

$$\mathbf{S} = \frac{800 - 2*40 - 2*10 - 6*20}{5} = 116 \text{ mm}$$

S > 25 mm

S > db

- OK

➔ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$1884 * 412 = 0.85 * 24 * 120 * a$

$a = 47.56mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{47.56}{0.85} = 55.95mm$

β=0.85….. f_c<28MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$\varepsilon_s = (d - c)/c \times 0.003 = \frac{313 - 55.95}{55.95} \times 0.003 = 0.0313$

$\varepsilon_s = 0.0313 > 0.005$

OK : Tension Controlled Section

❖ **Design for Positive Moment Mu = +385.6 KN.m :**

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20.196$

$Rn = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{385.6 * 10^{-3}/0.9}{0.8 * (0.640)^2} = 1.307$ MPa

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.196}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.196 * 1.307}{412}}\right) = 3.282 * 10^{-3}$$

$A_S = \rho.b_e.d = (3.282 * 10^{-3}) * (800) * (640) = 1680.56\ mm^2 < As\ min$

➔ **Check Minimum Reinforcement A_S min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(412)}(800)(640) = 1522.01mm^2$

$A_s\ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{412}(800)(640) = 1793.8mm^2$ (control)

$1680.56\ mm^2 <$ As min , So use Asmin = 1793.8 mm^2

Use 6Φ20 , As=1884 mm^2 > As req = 1793.8 mm^2 , OK

➔ **Check for Spacing :**

$S = \frac{800 - 2*40 - 2*10 - 6*20}{5} = 116$ mm

S > 25 mm

S > db

- OK

➔ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$1884 * 412 = 0.85 * 24 * 120 * a$

$a = 47.56mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{47.56}{0.85} = 55.95mm$

β=0.85….. f_c <28MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{313-55.95}{55.95} \times 0.003 = 0.0313$$

$$\varepsilon_s = 0.0313 > 0.005$$

OK : Tension Controlled Section

❖ **Design for Positive Moment Mu = +588.4 KN.m :**

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20.196$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{588.4 * 10^{-3}/0.9}{0.8 * (0.640)^2} = 1.995 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.196}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.196 * 1.995}{412}}\right) = 5.106 * 10^{-3}$$

$A_S = \rho.b_e.d = (5.106 * 10^{-3}) * (800) * (640) = 2614.22\ mm^2$.

Then use 9Φ 20 , As=2826 mm^2

➔ **Check Minimum Reinforcement $A_{S\,min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(412)}(800)(640) = 1522.01 mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{412}(800)(640) = 1793.8 mm^2 \quad \text{(control)}$$

For 9Φ20 , As=2826 mm^2 > 1793 mm^2 , OK

➔ **Check for Spacing :**

$$\mathbf{S} = \frac{800 - 2*40 - 2*10 - 9*20}{8} = 65 \text{ mm}$$

S > 25 mm

S > db

- OK

➔ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$2826 * 412 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 71.34 mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{71.34}{0.85} = 83.93 mm$$

β=0.85….. f_c<28MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d - c)/c \times 0.003 = \frac{313 - 83.93}{83.93} \times 0.003 = 0.0198$$

$$\varepsilon_s = 0.0198 > 0.005$$

OK : Tension Controlled Section

❖ **Design for Negative Moment Mu = -1090.3 KN.m :**

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20.196$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{1090.3 * 10^{-3}/0.9}{0.8 * (0.640)^2} = 3.39 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.196}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.196 * 3.39}{412}}\right) = 9.056 * 10^{-3}$$

$A_S = \rho . b_e . d = (9.056 * 10^{-3}) * (800) * (640) = 4636.86\ mm^2$.

Then use 15Φ 20 , As=4710 mm²

➔ **Check Minimum Reinforcement $A_{S\,min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(412)}(800)(640) = 1522.01 mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{412}(800)(640) = 1793.8 mm^2 \quad \text{(control)}$$

For 15Φ20 , As=4710 mm² > 1793 mm² , OK

➔ **Check for Spacing :**

$$\mathbf{S} = \frac{800 - 2*40 - 2*10 - 15*20}{14} = 28.57 \text{ mm}$$

S > 25 mm

S > db

- OK

➔ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$4710 * 412 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 118.9 mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{118.9}{0.85} = 139.887 mm$$

β=0.85….. f_c <28MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d - c)/c \times 0.003 = \frac{313 - 139.887}{139.887} \times 0.003 = 0.0107$$

$$\varepsilon_s = 0.0107 > 0.005$$

OK : Tension Controlled Section

❖ **Design for Negative Moment Mu = - 826.3 KN.m :**

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85*24} = 20.196$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{826.3*10^{-3}/0.9}{0.8*(0.640)^2} = 2.86 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.196}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.196*2.86}{412}}\right) = 7.345*10^{-3}$$

$A_S = \rho.b_e.d = (7.345*10^{-3})*(800)*(640) = 3760.87\ mm^2$.

Then use 12Φ 20 , As=3768 mm^2

➔ **Check Minimum Reinforcement $A_{S\,min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(412)}(800)(640) = 1522.01 mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{412}(800)(640) = 1793.8 mm^2 \quad \text{(control)}$$

For 12Φ20 , As=3768 mm^2 > 1793 mm^2 , OK

➔ **Check for Spacing :**

$$\mathbf{S} = \frac{800-2*40-2*10-12*20}{11} = 41.82 \text{ mm}$$

S > 25 mm

S > db

- OK

➔ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$3768*412 = 0.85*24*120*a$

$a = 95.12mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{95.12}{0.85} = 111.91mm$

β=0.85….. f_c<28MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{313-111.91}{111.91} \times 0.003 = 0.0141$

$\varepsilon_s = 0.0141 > 0.005$

OK : Tension Controlled Section

❖ **Design for Negative Moment Mu = -529.1 KN.m :**

$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{412}{0.85*24} = 20.196$

$Rn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{529.1*10^{-3}/0.9}{0.8*(0.640)^2} = 1.794$ MPa

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.196}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.196*1.794}{412}}\right) = 4.565*10^{-3}$

$A_S = \rho.b_e.d = (4.565*10^{-3})*(800)*(640) = 2337.298\ mm^2$.

Then use 8Φ 20 , As=2512 mm^2

➔ **Check Minimum Reinforcement $A_{S\,min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(412)}(800)(640) = 1522.01mm^2$

$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{412}(800)(640) = 1793.8mm^2$ (control)

For 8Φ20 , As=2512 mm^2 > 1793 mm^2 , OK

➔ **Check for Spacing :**

S = $\frac{800-2*40-2*10-8*20}{7} = 77.14$ mm

S > 25 mm

S > db

- OK

➔ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2512 * 412 = 0.85 * 24 * 120 * a$

$a = 63.415mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{63.415}{0.85} = 74.606mm$

β=0.85….. f_c <28MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{313-74.606}{74.606} \times 0.003 = 0.0227$$

$$\varepsilon_s = 0.0227 > 0.005$$

OK : Tension Controlled Section

❖ **Design for Negative Moment Mu = -809.9 KN.m :**

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20.196$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{809.9 * 10^{-3} / 0.9}{0.8 * (0.640)^2} = 2.746 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.196}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.196 * 2.746}{412}}\right) = 7.187 * 10^{-3}$$

$A_S = \rho.b_e.d = (7.187 * 10^{-3}) * (800) * (640) = 3679.88\ mm^2$.

Then use 12Φ 20 , As=2512 mm^2

➔ **Check Minimum Reinforcement $A_{S\,min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(412)}(800)(640) = 1522.01mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) \quad = \frac{1.4}{412}(800)(640) = 1793.8 mm^2 \qquad \text{(control)}$$

For 12Φ20 , As=3768 mm^2 > 1793 mm^2 , OK

➔ **Check for Spacing :**

$$\mathbf{S} = \frac{800 - 2*40 - 2*10 - 12*20}{11} = 41.82 \text{ mm}$$

S > 25 mm

S > db

- OK

➔ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$3768 * 412 = 0.85 * 24 * 120 * a$

$a = 95.12 mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{95.12}{0.85} = 111.91 mm$$

β=0.85….. f_c <28MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{313 - 111.91}{111.91} \times 0.003 = 0.0141$$

$$\varepsilon_s = 0.0141 > 0.005$$

OK : Tension Controlled Section

Design Beam for shear:

Vu at face of support = 826.5 KN

$$Vc = \frac{\sqrt{fc'}}{6} * bw * d = 418.046 \text{ KN}$$

Vs_{min} = Max of 1) $\frac{\sqrt{fc'}}{16}$ *bw*d = 156.77 KN

2) $\frac{1}{3}$ *bw*d = 170.67 KN - *Control*

$$Vs' = \frac{\sqrt{fc'}}{3} * bw * d = 836.09 \text{ KN}$$

$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{826.5}{0.75} - 418.046 = 683.96$ KN

Case 4 is Valid

$\Phi (Vs_{min} + Vc) < Vu < \Phi (Vc + Vs')$

$0.75 (170.67 + 418.046) < Vu = 826.5 < 0.75 (418.046 + 836.09)$

441 KN < 826.5 KN < 940.567 KN ***- Ok***

Use Stirrups Φ10 4-Leg , Av = 314 mm^2

$S = \frac{Av * fyt * d}{Vs} = \frac{314 * 412 * 640}{683.96 * 1000} = 121.05$ mm

$S < S_{max}$ = 1) d/2 = 320 mm - *Control*

2) 600 mm

Take S = 100 mm

4 -8 Two Way Ribbed Slab (R2):-

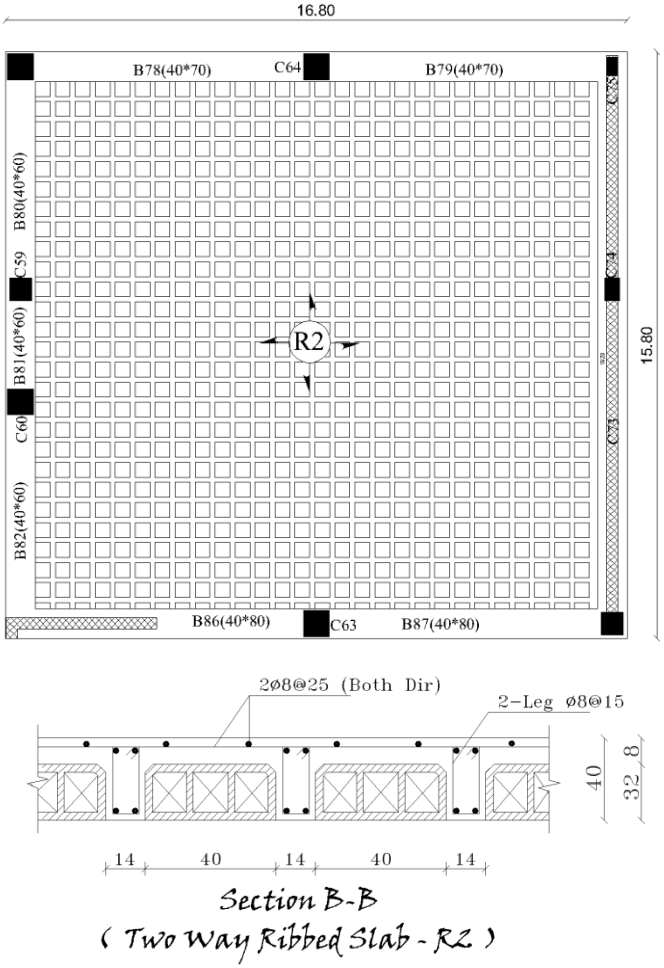


Figure (4-4) : Plan and Section in Two Way Ribbed Slab (R2)

4.8.1 : Check Slab Thickness :

$\alpha_1 = \frac{\text{I beam}}{\text{I slab 1}}$

$I_{rib} = 128504.24\ cm^4$

$Y_c = \frac{40*8*36+40*14*20}{40*8 + 40*14} = 25.818\ cm$

Slab section for exterior beams

short direction L = 14.2 m

$I_s = I_{rib} * (L/2 + bw / bf) = 1879969.437\ cm^4$

short direction L = 15.2 m

$I_s = I_{rib} * (L/2 + bw / bf) = 1998954.844\ cm^4$

$I_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{80*70^3}{12} = 2286666.667\ cm^4$

$\alpha_1 = \frac{\text{I beam}}{\text{I slab 1}}$

$\alpha_{1 =} \alpha_3 = 1.14393$

$\alpha_2 = \alpha_4 = 1.21633$

$\alpha_{fm} = \alpha_{fm} = \frac{2*\propto 1+2\propto 2}{4} = 1.1803 < 2$

So the minimum slab thickness will be :

B = 15.2/14.2 = 1.0704

$h = \frac{Ln\ (0.8+\frac{fy}{1400})}{36+5*B*(\alpha\ fm-0.2)} = \frac{15200\ (0.8+\frac{420}{1400})}{36+5*1.0704*(1.18-0.2)} = 405.37$ mm

Take h = 400 mm = 40 cm

4.8.2 : Resultant Moments On Slab :

The panel is free edges (Simply Supported)

Service Live Load = 5 KN / m^2

Service Dead Load =10.567 KN / m^2

Wd = 1.2*10.567 = 12.68 KN / m^2

W_L = 1.6*5 = 8 KN / m^2

W_u = 1.2D+1.6L = 20.68 KN / m^2

L_a/L_b = 14.2/15.2 = 0.93

There is no any negative moment since all edges are free

Positive moment from dead and live load :

Ca $_{pos/dl}$=0.042 Cb $_{pos/dl}$=0.0314

Ca $_{pos/ll}$=0.042 Cb $_{pos/ll}$=0.0314

$M_{a+ve\ DL}$ = 0.042*12.68*14.2^2*0.54 = 58 KN.m/m

$M_{b+ve\ DL}$ = 0.0314*12.68*15.2^2*0.54 = 49.7 KN.m/m

$M_{a+ve\ LL}$ = 0.042*8*14.2^2*0.54 = 36.6KN.m/m

$M_{b+ve\ LL}$ = 0.0314*8*15.2^2*0.54 = 31.3 KN.m/m

Ma = 36.6 + 58 = 94.6 KN.m/m

Mb = 31.34 + 49.7 = 81.04 KN.m/m

4.8.3 : Flexure Design :

Short direction :

Postive Moment = 94.6 KN.m

Assume Φ20

d = 400 - 20 - 10 -20/2 = 360 mm

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(94.6/0.9) * 10^6}{540 * (360)^2} = 1.502 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.502)(20.6)}{420}}\right) = 0.00379$$

As = 0.00379*540*360 = 736.9 mm^2

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

= 149.8 mm^2

$$As\min = \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$= 171.26 \text{ mm}^2$$

As min = 171.26 -Control

As > As min

Use 2 Φ22 with As = 759.88 > As req

Check Strain

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$759.88 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$
$$a = 28.419mm$$

$$c = \frac{28.419}{0.85} = 33.4mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{360 - 33.4}{33.4} \times 0.003 = 0.029 > 0.005...ok$$

Negative Reinforcement As = (1/3) *As pos = (1/3)*736.9 = 245.63 mm^2

As = 245.63 mm^2 > As min

Use 2 Φ14 with As = 307.72 mm^2 > As req

Check Strain

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$a = 44.39mm$$

$$c = \frac{44.39}{0.85} = 52.22mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{360 - 52.22}{52.22} \times 0.003 = 0.01768 > 0.005...ok$$

Long direction :

Positive Moment = 81.04 KN.m

Assume Φ20

d = 400 - 20 - 10 -20/2 = 360 mm

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(81.04/0.9) * 10^6}{540 * (360)^2} = 1.2866 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.2866)(20.6)}{420}}) = 0.003228$$

As = 0.003228*540*360 = 627.552 mm^2

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

= 149.8 mm^2

$$As \min = \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

= 171.26 mm^2

As min = 171.26 -Control

As > As min

Use 2 Φ20 with As = 628 mm^2 > As req

Check Strain

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$628 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 540 \times a$$
$$a = 23.487mm$$

$$c = \frac{23.487}{0.85} = 27.63mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{360 - 27.63}{27.63} \times 0.003 = 0.036 > 0.005...ok$$

Negative Reinforcement As = (1/3) *As pos = (1/3)*627.552 = 209.184 mm^2

As = 209.184 mm^2 > As min

Use 2 Φ12 with As = 226.08 mm^2 > As req

Check Strain

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$a = 32.6mm$$

$$c = \frac{32.6}{0.85} = 38.37mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{360 - 38.37}{38.37} \times 0.003 = 0.025 > 0.005...ok$$

4.8.4 : Shear Design :

Wa = 0.57

Wb = 0.43

Total Load on the panel = 15.2*14.2*20.68 = 4463.57 KN

Load on long beam = [(4463.57*0.57*0.54)/(2*15.2)] = 45.19 KN - Control

Load on long beam = [(4463.57*0.43*0.54)/(2*14.2)] = 36.49 KN

Vu @ d = 45.19 - (0.36*20.68*.54) = 41.17 KN

$$\phi \text{Vc} = \phi \quad \frac{\sqrt{fc'}}{6} * \text{bw} * \text{d} = 33.95 \text{ KN}$$

Vs_{min} = Max of 1) $\frac{\sqrt{fc'}}{16}$ *bw*d = 15.43 KN

2) $\frac{1}{3}$ *bw*d = 16.8 KN - *Control*

ϕ Vc = 33.95 < Vu = 41.17 < ϕ (Vc+ Vs min) = 46.55 KN

Case III

Use Stirrups Φ10 2-Leg , Av = 157 mm^2

$$S = \frac{Av * fyt * d}{Vs} = \frac{157 * 412 * 360}{16.8 * 1000} = 1386.08 \text{ mm}$$

$S < S_{max}$ = 1) d/2 = 360/2 = 180 mm - *Control*

2) 600 mm

Use Stirrups Φ10 2-Leg @ 175 mm

4 -9 Design Of Staircase (SC 4) :-

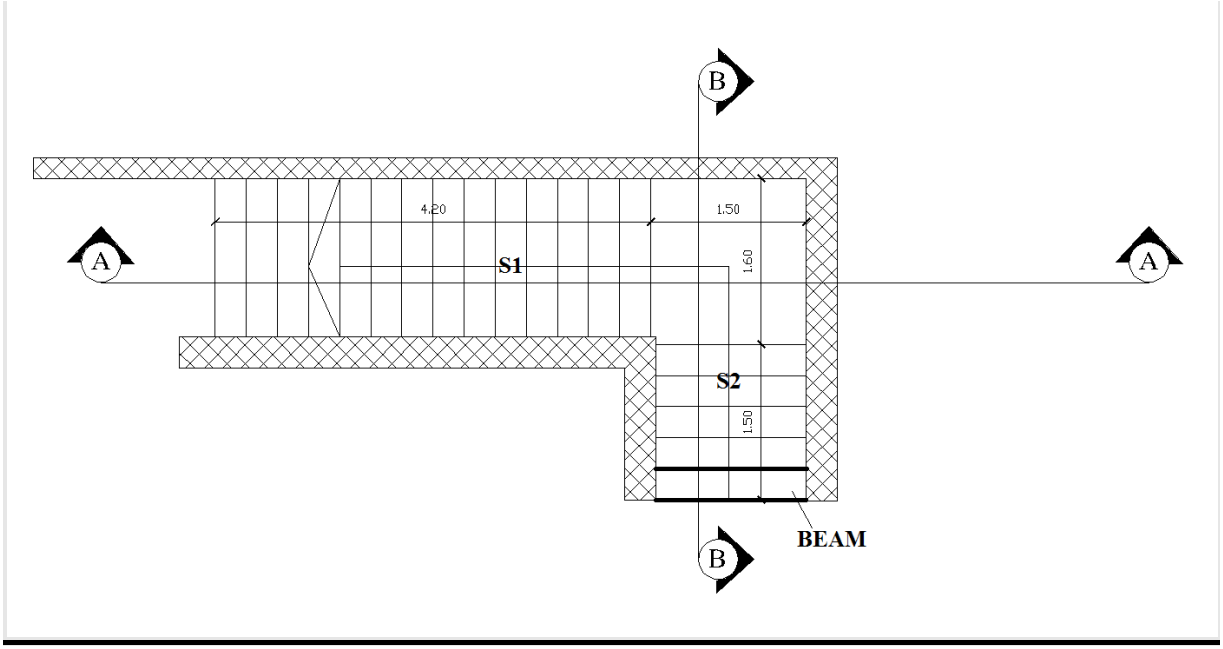


Figure (4-5) : Plan of Staircase (SC4)

4.9.1 : Minimum Slab Thickness for deflection :

for simply supported one way solid slab :

$h_{min} = 6.15/20 = 0.3075$ m = 30.75 cm

for both end continues one way solid slab :

$h_{min} = 6.15/28 = 0.2196$ m = 21.96 cm

Take h = 25 cm

4.9.2 : Flight Dead load Calculations :

The stair slope by $\theta = \tan^{-1}\left(\frac{170}{300}\right) = 29.54$

For Flight :

Dead Load for flight:

$$Tiles = 27\left(\frac{0.17+0.30}{0.3}\right) * 0.03 * 1 = 1.269 KN/m$$

$$Mortar = 22\left(\frac{0.17+0.3}{0.3}\right) * 0.03 * 1 = 0.689\ KN/m$$

$$stair\ stips = \frac{25}{0.3}\left(\frac{0.17*0.3}{2}\right) * 1 = 2.125\ KN/m$$

$$slab = \left(\frac{25*0.25*1}{\cos 29.54}\right) = 7.18 KN/m$$

$$Plaster = 22\left(\frac{0.03*1}{\cos 29.54}\right) = 0.758 KN/m$$

Total Dead load =12.013 KN/m

Live load for flight:

Live load for stairs =5 KN/ m^2

4.9.3 : Landing Dead load Calculations :

Dead Load for landing :

Tiles = 22*0.03*1=0.66 KN/m

Mortar = 22*0.02*1=0.44KN/m

Slab = 25*0.25*1=6.25KN/m

Plaster = 22*0.03*1=0.66KN/m

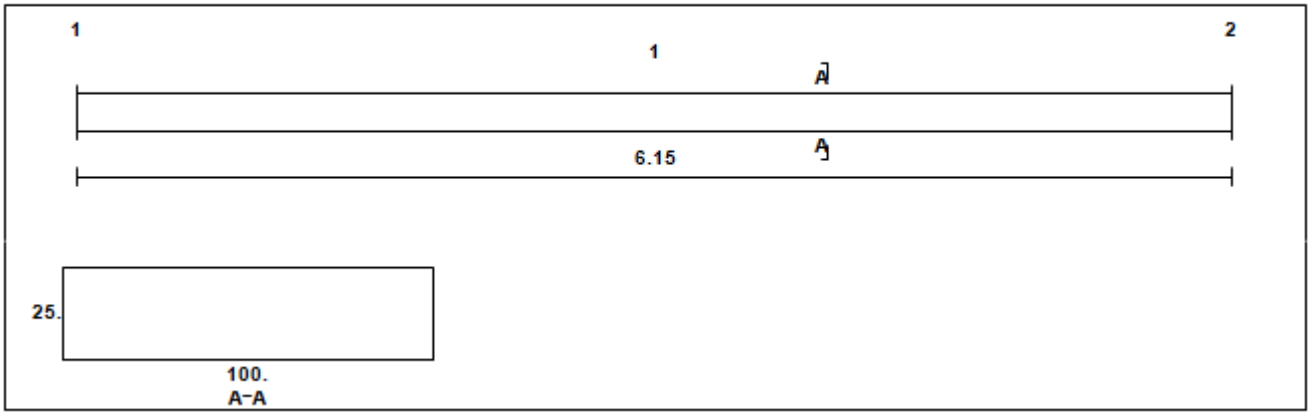
Total dead load= 8.01KN/m.

Live load :

Live load for stairs =5 KN/ m^2

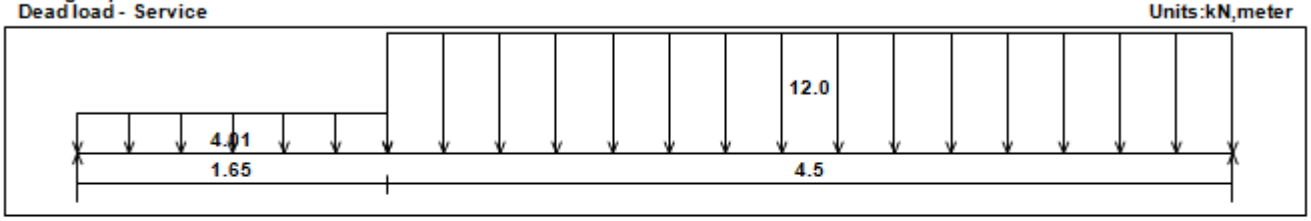
4.9.4 : Design of Slab S1 :

Geometry Units:meter,cm

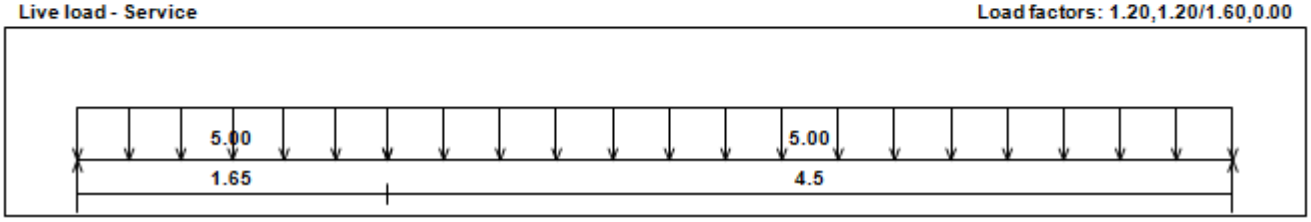


Loading

load group no. 1
Dead load - Service
Units:kN,meter



Live load - Service
Load factors: 1.20,1.20/1.60,0.00



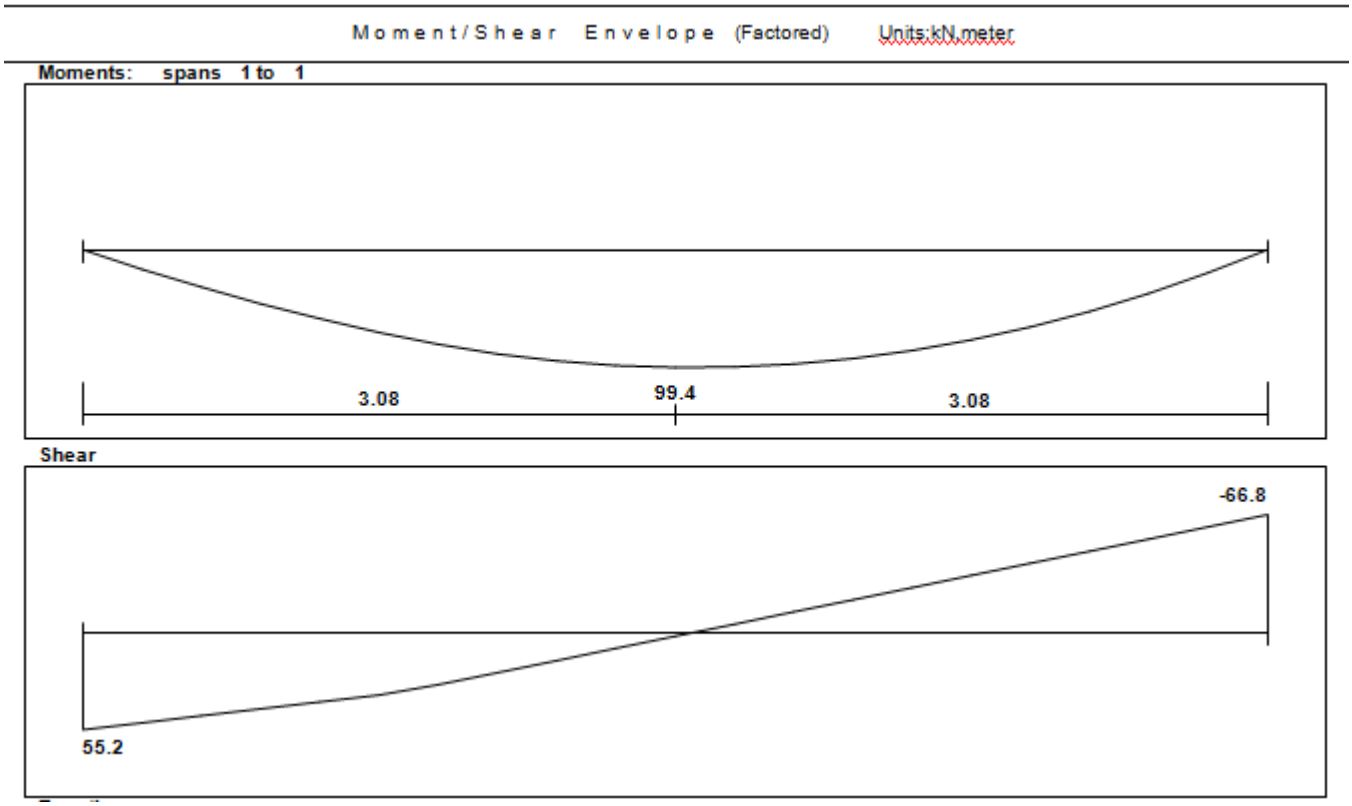


Figure (4-6) : Geometry and Envelope diagrams of Slab S1 in (SC4)

Check for Shear Strength :

- Assume Ø 14 for main reinforcement:-

So, d = 250-20-7 = 223 mm..

Take d= 223 mm

- Vu = 55.8 KN .
- $\phi Vc = \dfrac{\phi \sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$
- $\phi Vc = \dfrac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 223 * 10^{-3}}{6} = 136.6KN$
- $(1/2) * \phi Vc = (1/2) * 136.6 = 68.3KN$
- Vu = 46.88 KN < Ø.Vc = 136.6KN .

So, the thickness is adequate enough.

Design of Flexure :

Mu = 99.5 Kn.m

Mn = 99.5/0.9 = 110.555 Kn.m

d = 223 mm.

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

$$R_n = \frac{110.55 * 10^6}{1000 * 223^2} = 2.223 MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 2.223}{420}}\right) = 0.005617$$

As req = 0.005617*1000*223= 1252.65 mm^2 /m ……..control

$A_s$min=0.0018*250*1000=450mm^2

n= 1252.65/153.9 = 8.1415 bar

S=1000/8.1415= 122.827 mm Take it S=120 mm

Check for spacing

3h=3*250=750mm

S=450

$$s = 380\left(\frac{280}{0.667 * 420}\right) - 2.5 * 20 = 330mm$$

$$s = 300\left(\frac{280}{0.667 * 420}\right) = 300mm$$

Use Φ 14@ 12 cm

Temperature and Shrinkage Reinforcement

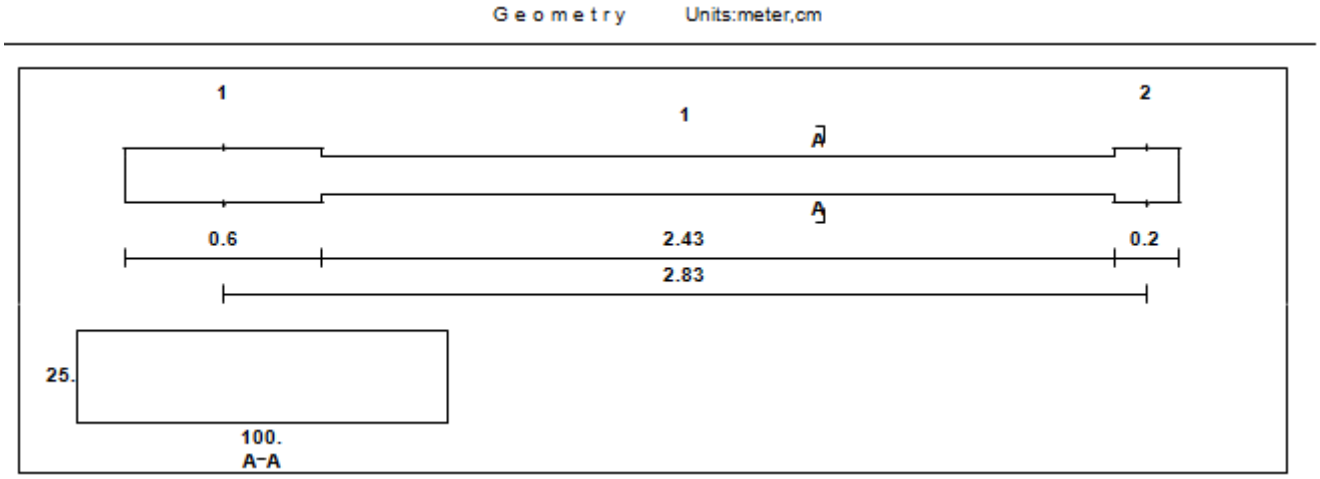
As = 0.0018*1000*250 = 450 mm^2 / m

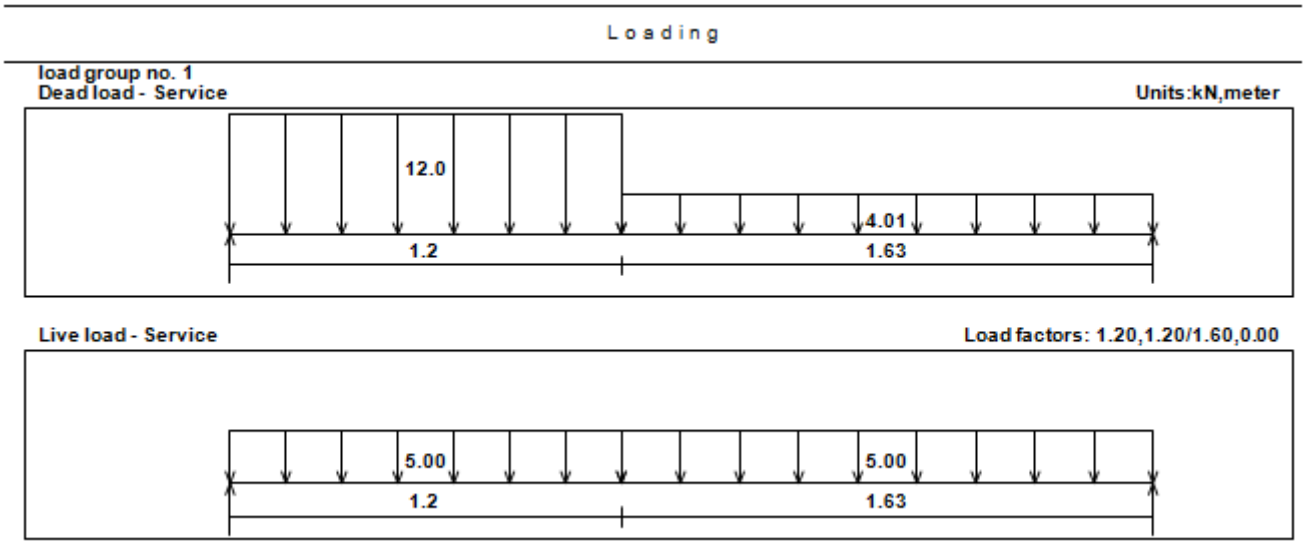
n = 450 / 153.9 = 2.924

Step = 1000 / 2.924 = 342 > Smax = 300

So , Use Φ 14@ 30 cm

4.9.5 : Design of Slab S2 :





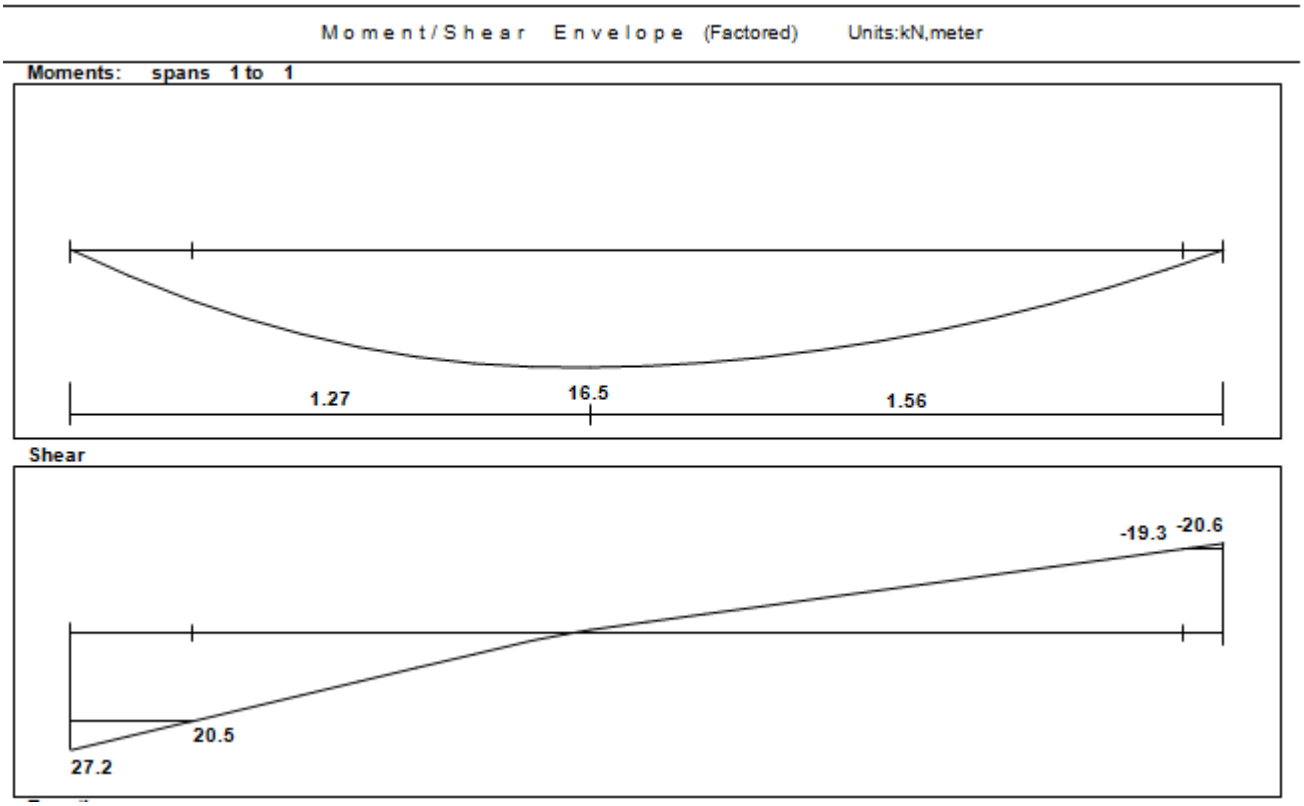


Figure (4-7) : Geometry and Envelope diagrams of Slab S2 in (SC4)

Check for Shear Strength :

- Assume Ø 14 for main reinforcement:-

So, d = 250-20-7 = 223 mm..

Take d= 223 mm

- Vu = 27.21 KN .

- $\phi Vc = \frac{\phi \sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$

- $\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 223 * 10^{-3}}{6} = 136.6KN$
- $(1/2) * \phi Vc = (1/2) * 136.6 = 68.3KN$
- Vu = 27.2 KN < Ø.Vc = 136.6KN .

So, the thickness is adequate enough.

Design of Flexure :

Mu = 16.5 Kn.m

Mn = 16.5/0.9 = 18.333 Kn.m

d = 223 mm.

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

$$R_n = \frac{18.33 * 10^6}{1000 * 223^2} = 0.368MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 0.368}{420}}\right) = 0.008858$$

As req = 0.008858*1000*223= 197.54 mm^2 /m

$A_s$min=0.0018*250*1000=450mm^2 ..... control

Use Φ 14@ 30 cm

Check for spacing

3h=3*250=750mm

S=450

$$s = 380\left(\frac{280}{0.667 * 420}\right) - 2.5 * 20 = 330mm$$

$$s = 300\left(\frac{280}{0.667 * 420}\right) = 300mm$$

Temperature and Shrinkage Reinforcement

As = 0.0018*1000*250 = 450 mm^2 / m

n = 450 / 153.9 = 2.924

Step = 1000 / 2.924 = 342 > Smax = 300

So , Use Φ 14@ 30 cm

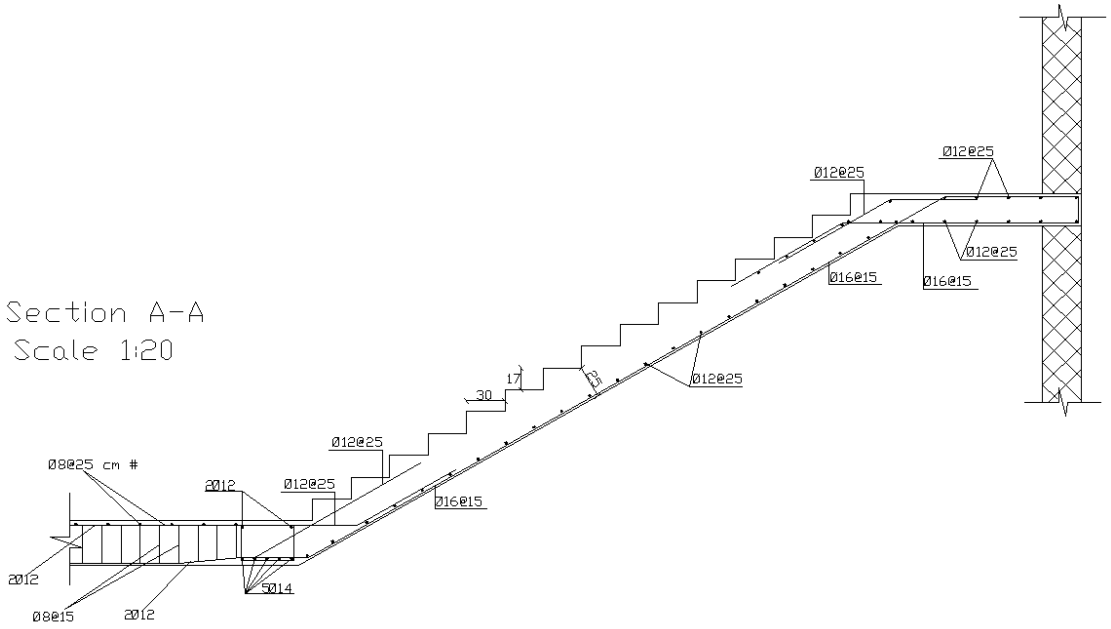


Figure (4-8) : Reinforcement Of (SC4)

4 -10 Design Of Column (C 7) in Ground Floor :-

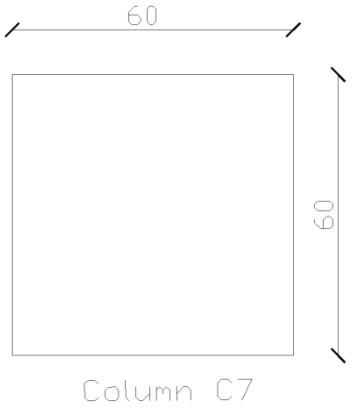


Figure (4-9) : Geometry Of Column (C7)

Check for Slenderness :

Assume : b= 600 mm , h = 600 mm

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

R: radius of gyration = $\sqrt{\frac{I}{A}}$ ≈0.3 h ……For rectangular section

$r_x = r_x = 0.3*0.6 = 0.18$
Lu = 3.1 m
M1/M2 =1
K=1 , According to ACI 318-2002 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1\times 3.1}{0.18} = 17.22 < 22$$

So , Short Column in both direction

Total Factored Load on Column C7 :

Pu = 4235 Kn

ϕ Pn = Pu

ϕ Pn = 0.65*0.8 [0.85*fc'(Ag-As) + As*fy]

ϕ Pn = 0.65*0.8 [0.85*24(600^2-As) + As*420]

(4235/1000) = 0.65*0.8 [0.85*24(600^2-As) + As*420]

As = 2002.579 mm^2

$$\rho = \frac{As}{Ac} = \frac{2002.579}{600*600} = 0.0057 < 0.001$$

So , Take $\rho = 0.001$

As = 0.001 * 600 = 3600 mm^2

Use Φ 16 , with As = 201.0 mm^2

n = 3600/201 = 17.9 bars ,

Use 18 Φ 16

As_{prov} = 18*201 = 3617.28 > As

Design For Ties :

Use Φ 10

Spacing : 1) $48*d_s = 48*10 = 480$ mm

2) $16*d_b = 256$ mm - Control

3) Least Dimension of Column = 600 mm

So , Use Φ 10 @ 20 cm

Check For Code Requirements :

1) Clear Spacing between longitudinal bars

spacing = (600 - 2*40 - 2*10 - 6*16) / 5 = 80.8 mm > 40mm

> 1.5*db = 24 mm - **OK**

2) Number of bars : 18 > 4

3) Minimum ds : Φ 10 for Φ 16 Bars - **OK**

4) Spacing Of Ties : S=200 mm - **OK**

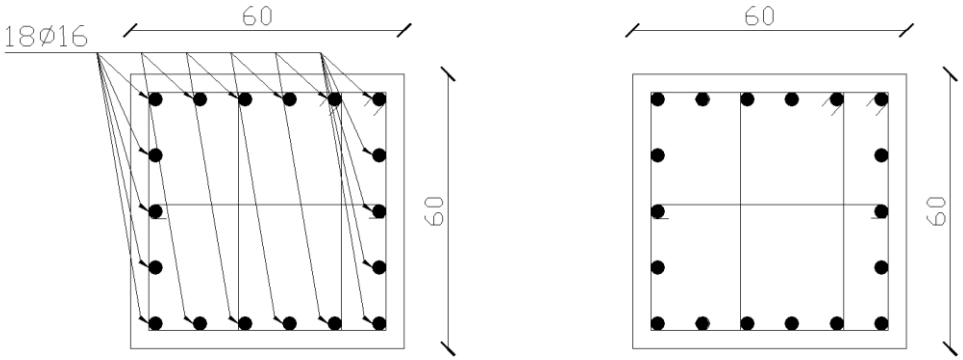


Figure (4-10) : Details Of Column (C7)

4 -11 Design Of Isolated Footing (F8) :-

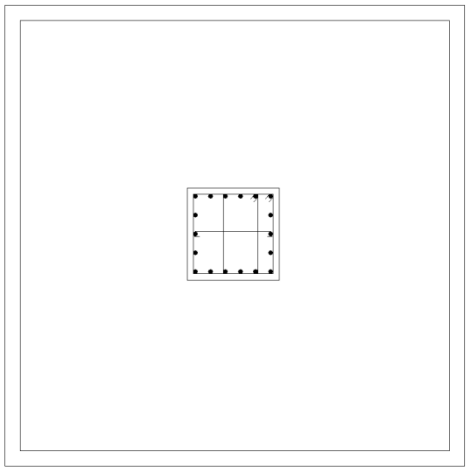


Figure (4-11) : Plan of Footing (F8)

q_{allow} = 400 Kn / m^3

Soil Density = 18 KN / m^3

Max Factored Load (Pu) = 3732.45 KN

Max Service Load (P) = 2800.5 KN

Weight of footing calculations :

Soil and surcharge floor load :

weight of footing (Assume h_f = 50 cm)

$W_{footing}$ = 0.5*25 = 12.5 KN / m^2

W_{soil} = 1*18 = 18 KN/m^2

W_{surch} = 5 KN/m^2

$q_{a\ net}$ = 400 - 5 -18-12.5 = 364.5 KN/m^2

q=P/A , A = P/q

A = 2800.5 / 364.5 = 7.683 m^2

a_f = (7.683)$^{0.5}$ = 2.7718 m

Assume Square footing , where is b=a= 2.7718 m

Take b = a = 2.8 m

Depth of footing and Shear Design :

One Way Shear

Pu = 3732.45 KN

q_u = Pu/A = 3732.45 / 2.8*2.8 = 476.08 KN/m^2

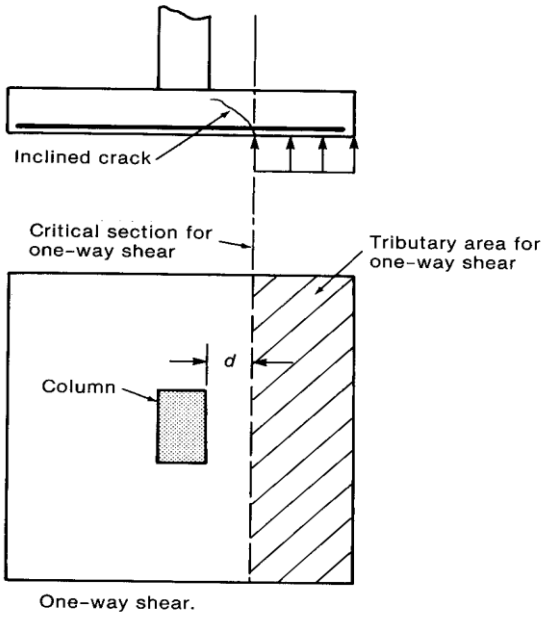


Figure (4-12) : Tributary Area of one way shear

Vu at distance d from the face of support :

$$Vu = q_{ult} \times b\left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} - d\right) = \phi Vc$$

$$Vu = 476.08 \times 2.8\left(\frac{2.8}{2} - \frac{0.6}{2} - d\right) = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 2.8 * d * 10^{-3}}{6}$$

d = 0.4811 m

Assume cover = 75 mm and db=14 mm

h = 481.1 +75 + 14 = 570.1 mm

Take h = 650 mm

new d = 650 - 75 - 14 = 561 mm

Two Way Shear

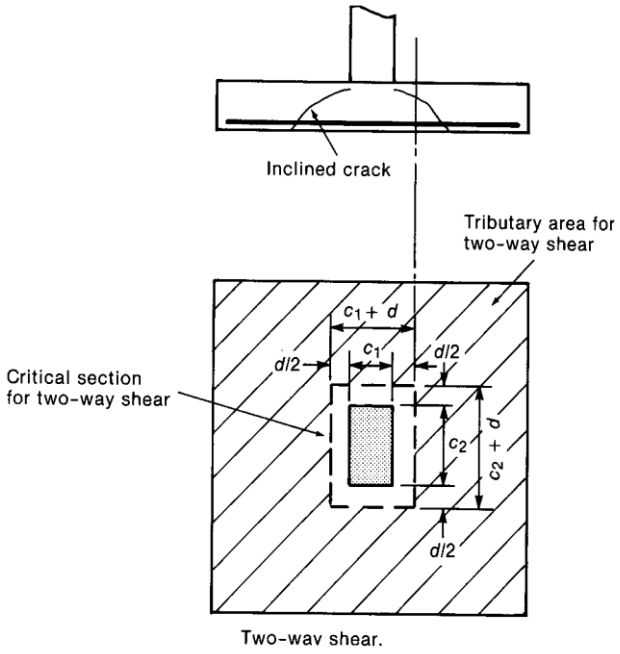


Figure (4-13) : Tributary Area of two way shear

Let Vu = ϕ Vc , where ϕ = 0.75

Vu = 476.08*(2.8*2.8 - (0.6 + .561)^2 = 3090.734 KN

According to ACI , Vc shall be the smallest of :

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

$$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = 0.585\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

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

Where:

β_c = a / b = 600 / 600 = 1

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

= 4 (0.6+0.561) = 4.644 m

α_s = 40 for interior column

$$\phi V_c = 0.75 \times 0.33\sqrt{24} \times 4.644 \times 0.561 = 3187.6 KN$$

$$\varphi Vc = 3187.6\ KN\ <\ Vu\ = 3090.734\ KN$$

The Thickness is adequate enough

Design For Flexure First Direction :

Mu = $wl^2/2$ = 476.08*1.1^2 *2.8/2 = 806.477 KN.m

Mn = 806.447/0.9 = 896.085 KN.m

d= 650-75-14/2 = 568 mm

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

$$R_n = \frac{896.085 * 10^6}{1000 * 568^2} = 0.99196 MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 0.9919}{420}}\right) = 0.002422$$

As = 0.002422*2800*568 = 3852.28 mm^2

As min = 0.0018*b*h = 0.0018*2800*650 = 3276 mm^2

As > As min - **OK**

n = 3852.28/153.86 =25.03 bar

take 26 Φ 14

Step S= (2800-75*2-26*14)/25 = 91.44 mm

Smax = 450 mm or 3*h = 3*650 = 1950 mm

S max = 450 is control

S = 91.44 < Smax - **OK**

Design For Flexure Second Direction :

Mu = $wl^2/2$ = 476.08*1.1^2 *2.8/2 = 806.477 KN.m

Mn = 806.447/0.9 = 896.085 KN.m

d= 650-75--14-14/2 = 554 mm

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

$$R_n = \frac{896.085 * 10^6}{1000 * 554^2} = 1.042 MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 1.042}{420}}\right) = 0.002549$$

As = 0.002549*2800*554 = 3954.95 mm^2

As min = 0.0018*b*h = 0.0018*2800*650 = 3276 mm^2

As > As min - **OK**

n = 3954.95/153.86 =25.7 bar

take 26 Φ 14

Step S= (2800-75*2-26*14)/25 = 91.44 mm

Smax = 450 mm or 3*h = 3*650 = 1950 mm

S max = 450 is control

S = 91.44 < Smax - **OK**

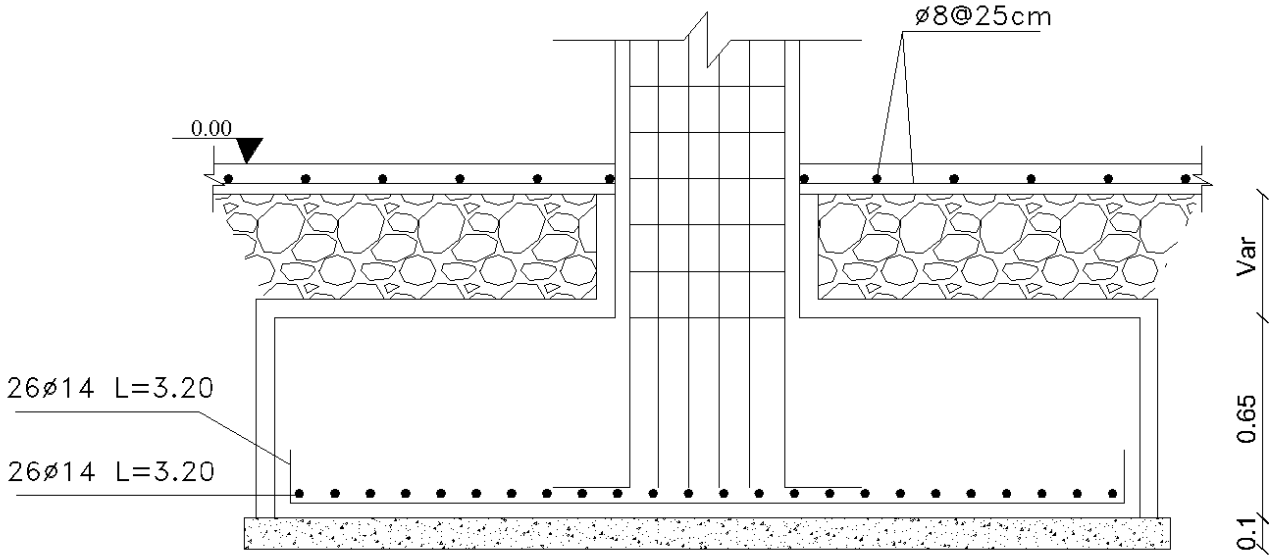


Figure (4-14) : Reinforcement Detail Of Footing (F8)

4 -12 Design Of Strip Footing (SF1) :-

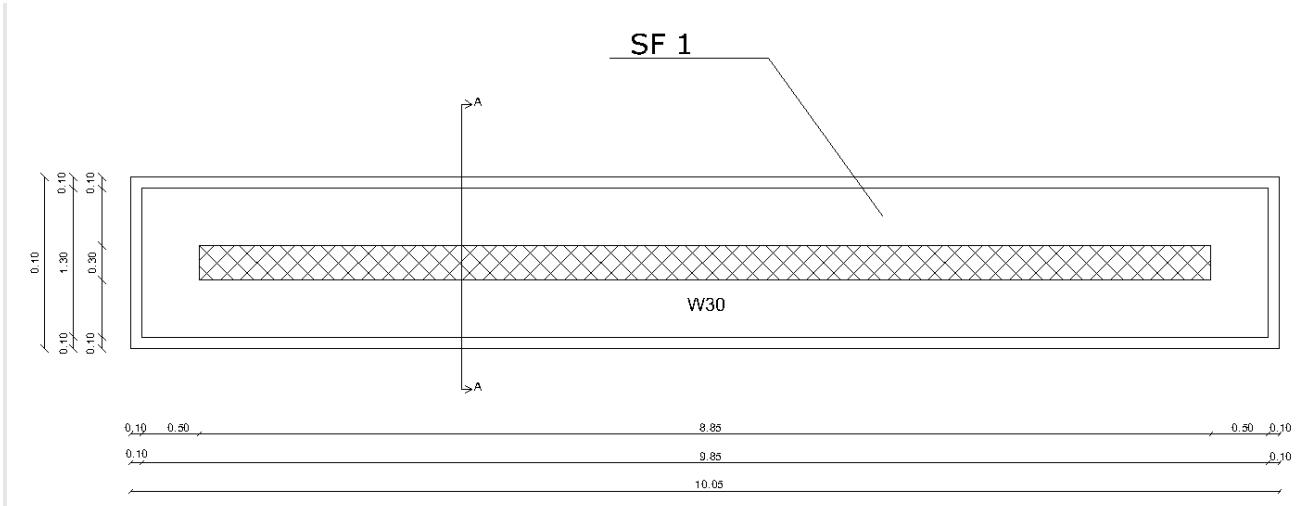


Figure (4-15) : Geometry Of Footing (SF1)

fc' = 24 MPa

fy = 420 MPa

Service LL = 150 KN /m

Service DL = 322 KN /m

q_{allow} = 400 Kn / m^3

Soil Density = 18 KN / m^3

4.12.1 : Area of footing calculations :

$q_{allow,net}$ = 400 - 0.4*25 - 0.4*18 = 382.8 KN / m^3

A = (Pn / $q_{allow,net}$) = (150+322)/382.8 = 1.233 m^2

A = b*L , Assume L = 1 m

So b=1.233 , Take b = 1.3 m

4.12.2 : Depth of footing and Shear design :

Pu = 1.2 * 322 + 1.6 *150 = 581 KN / m

q_u = (581 / 1.3*1) = 447 KN / m^2

One Way Shear

$V_u = q_u * 1 \left(\frac{b}{2} - \frac{a}{2} - d\right)$

$$\phi Vc = \frac{0.65 * \sqrt{24} * b * d * 10^{-3}}{6}$$

$$\phi Vc = \frac{0.65 * \sqrt{24} * 1000 * d * 10^{-3}}{6}$$

ϕVc = Vu

$$447 * 1 \left(\frac{1.3}{2} - \frac{.3}{2} - d\right) = \frac{0.65 * \sqrt{24} * 1000 * d * 10^{-3}}{6}$$

d = 0.228

Assume cover = 75 mm and db=20 mm

h = 228 +75 + 20/2

h = 313 mm , Take h=350 mm

4.12.3 : Design For Flexure :

Mu = 447*1* (0.5) (0.5/2) = 55.85 KN.m

Mn = 447/0.9 = 496.66 KN.m

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

$$R_n = \frac{496.66 * 10^6}{1000 * 228^2} = 1.19 MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 1.19}{420}}\right) = 0.00292$$

As = 0.00292*1000*228 = 666 mm^2 / m

As min = 0.0018*b*h = 0.0018*1000*350 = 630 mm^2/m

As > As min - OK

for Φ 16

n = 666/154 = 4.32 Bar / m , Take 5 Φ 16 /m

S = 1000/5 = 200 mm

Use Φ16/20 cm

Check For Spacing :

Smax = 450 mm - Control

and 3*h = 3*350= 1050 mm

S = 200 mm < Smax = 450 mm - **OK**

Temperature and Shrinkage

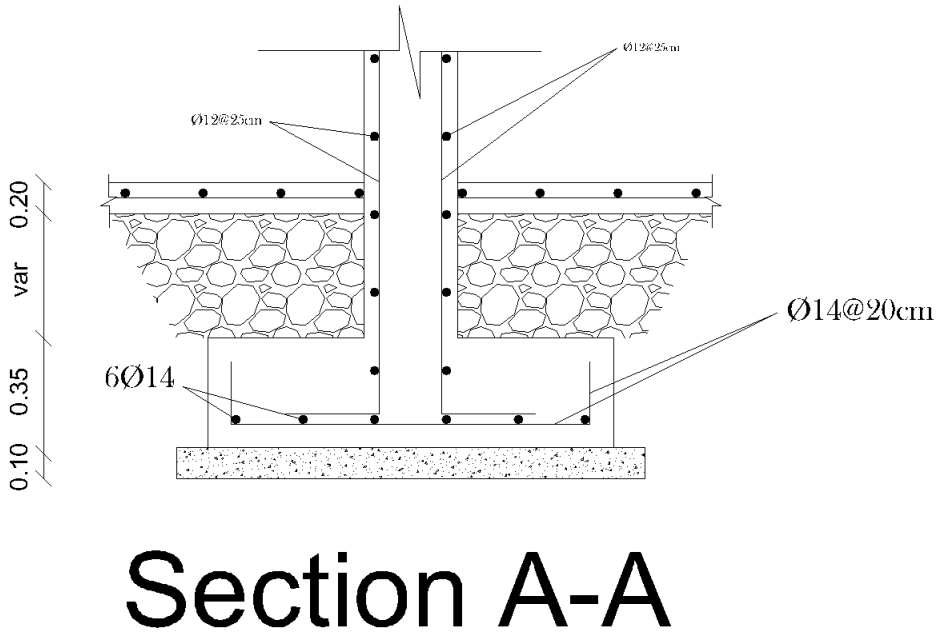
As = 0.0018 * 1000 * 350 = 630 mm^2/m

n = 630/154 = 4 Bars / m

S = 1000 / 4 = 250 mm

S = 250 mm < Smax = 450 mm

So , Use Φ16/25 cm



Section A-A

Figure (4-16) : Reinforcement Detail Of Footing (SF1)

4 -13 Design Of Combined Footing (FC4) :-

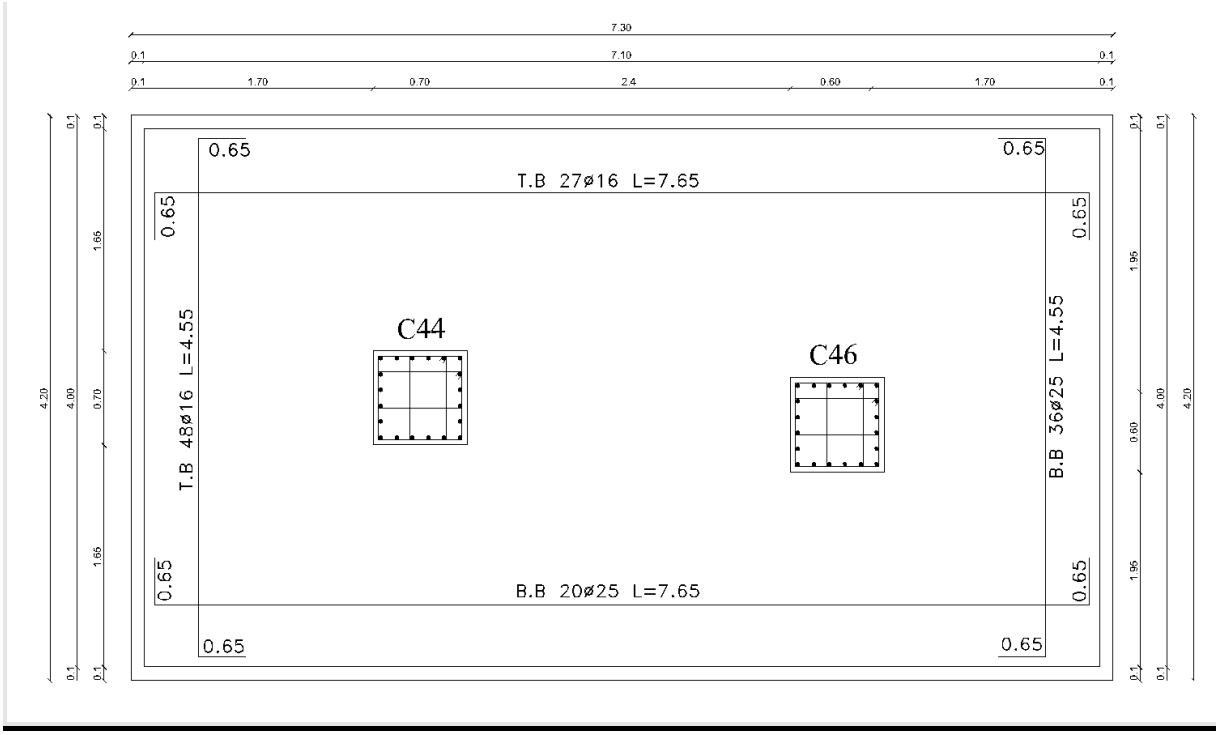


Figure (4-17) : Plan of Combined Footing (FC4)

The service load on column C44 = 4617.404 KN and Factored load = 6155 KN
The service load on column C46 = 4702.175 KN and Factored load = 6368 KN

q_{allow} = 400 KN/m^2
Soil Density = 18 KN / m^3

W_{soil} = 18*1 = 18 KN / m^2
$W_{footing}$ = 25 * 0.7 = 17.5 KN / m^2
$W_{surcharg}$ = 5 KN / m^2

$q_{allow,net}$ = 400-5-18-17.5 = 359.5 KN / m^2

Because the loads in columns are similar the resultant of soil pressure is at the center of the footing base .

A = P / $q_{allow,net}$, where P= 4702.175 + 4617.404 = 9319.579 KN
A = 9319.579 / 369.5 = 25.222 m^2
Assume b= 4 m , so L= 25.222/4 = 6.31 m
Take b = 4m and L = 7.10 m , depth = 0.80 m (For Safety Conditions)

Depth of Footing and Shear Design (One way & Two way) :

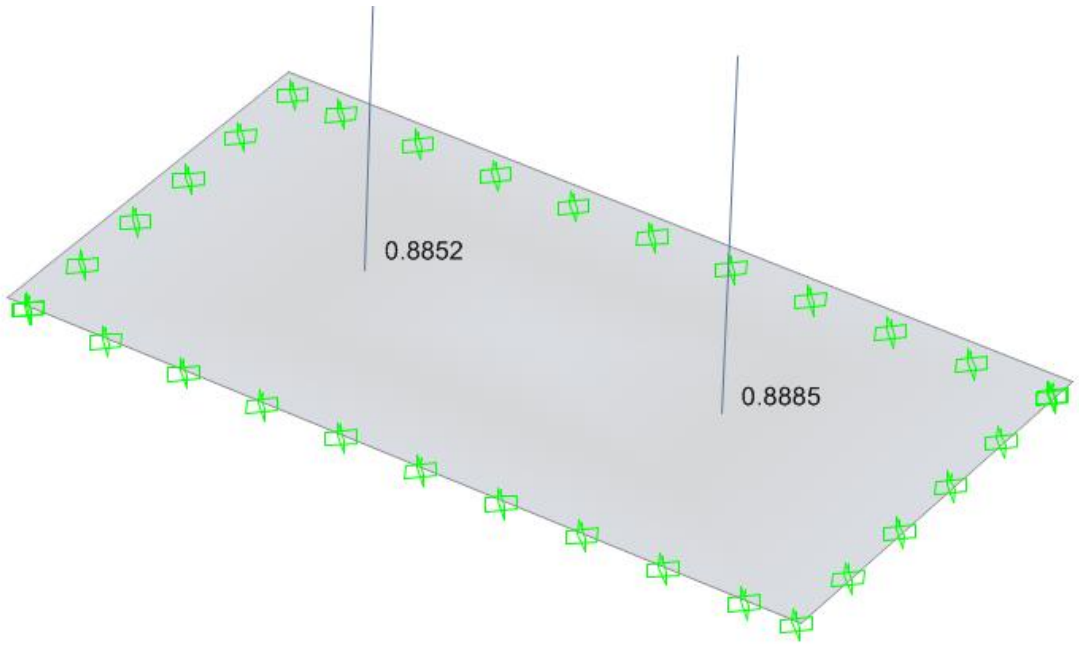


Figure (4-18) : Combined Footing Punching Factor

Using CSI SAFE Software , the punching factor is less than 1 , so the footing depth is adequate enough of one way and two shear .

Design Of Flexure :

The resultant moment diagram in both short and long direction as following :

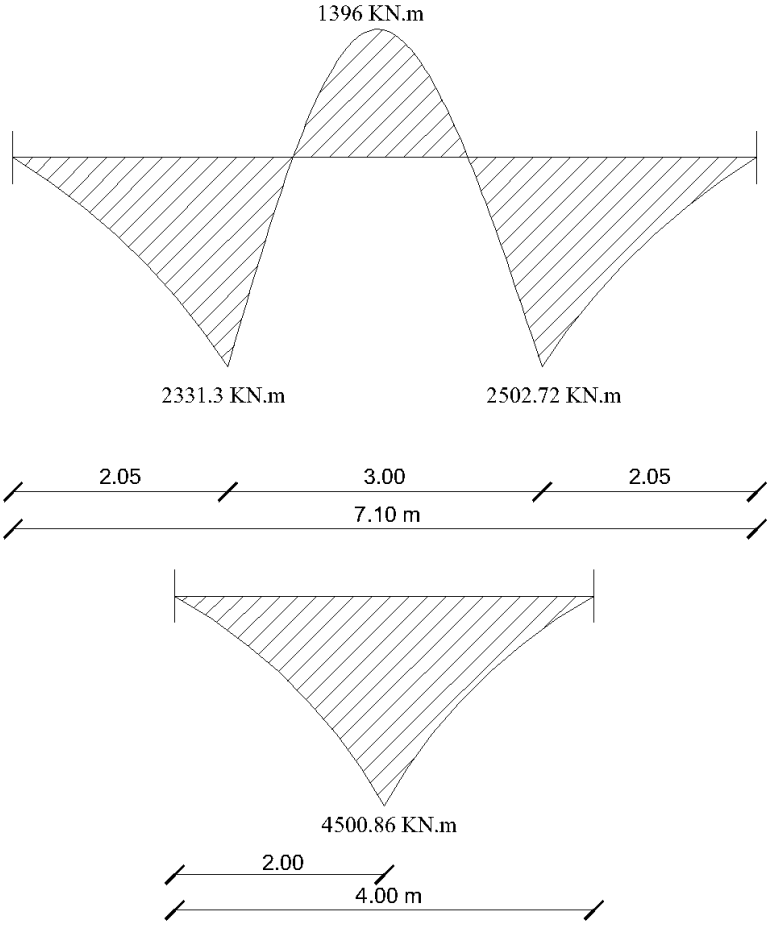


Figure (4-19) : Combined Footing Moment Diagram

For Long Direction (7.10 m)

For Mu = 1396 KN.m

Use 27Φ16 TOP BARS

ΦMn (27 Φ16) = As*fy(d-a/2) = 1406 KN.m

ΦMn = 1406 KN.m > Mu = 1396 KN.m - OK

For Mu = 2502.7 KN.m

Use 20Φ25 BOTTOM BARS

ΦMn (20 Φ25) = As*fy(d-a/2) = 2504.2 KN.m

ΦMn = 2504.2 KN.m > Mu = 2502.7 KN.m - OK

For Short Direction (4.00 m)

For Mu = 4500.86 KN.m

Use 36Φ25 BOTOM BARS

ΦMn (36 Φ25) = As*fy(d-a/2) = 4502.5 KN.m

ΦMn = 4502.5 KN.m > Mu = 4500.86 KN.m - OK

and for TOP BARS in short direction use reinforcement of **48Φ16 .**

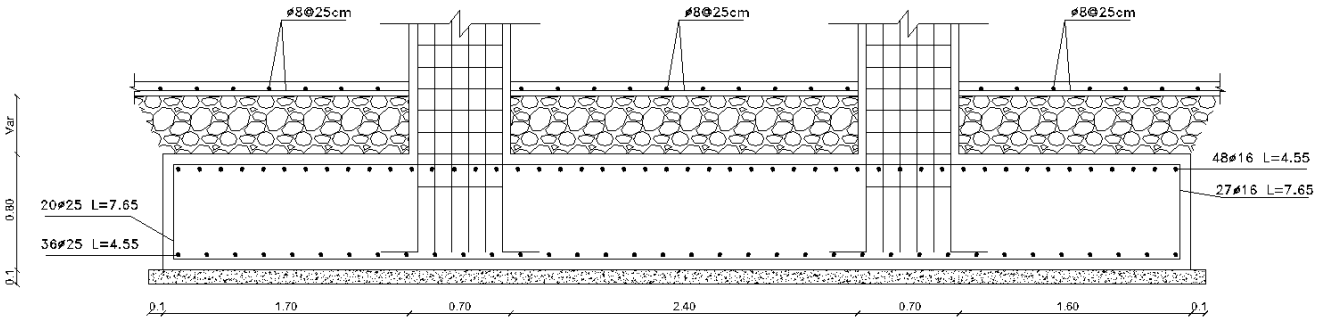


Figure (4-20) : Combined Footing Reinforcement Details

4 -14 Design Basement Wall (BW1) :-

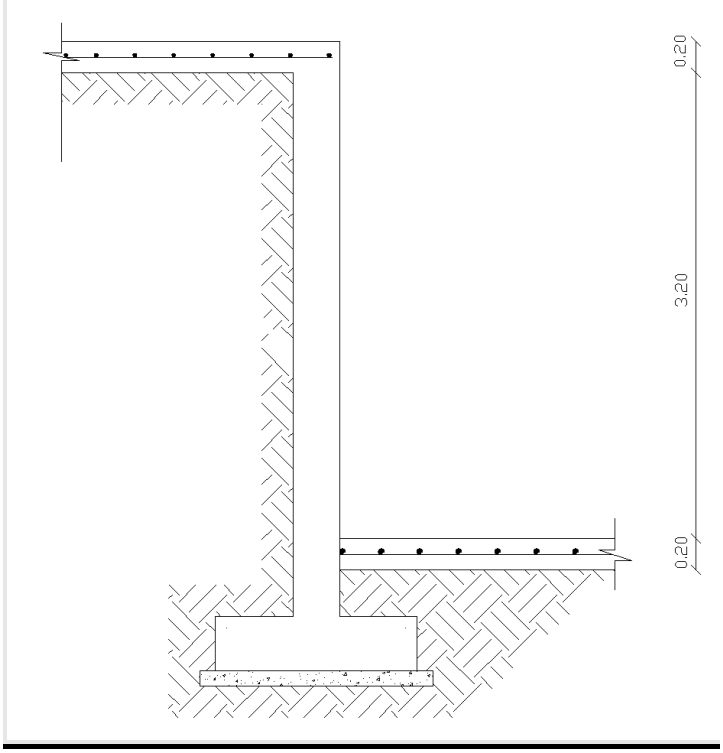


Figure (4-21) : Geometry Of Basement Wall (BW1)

Fc'=24 MPa, Fy=420 MPa , ϒs=18KN/m^3, qall=400 KN/m^2, φ=35 , surcharge = 7 KN/m^2

Consider at rest pressure

$$C_a = 1 - \sin\phi = 1 - \sin 35 = 0.4264$$

$$W_s = C_a * h * \gamma = 0.4264 * 3.9 * 18 = 29.933\ KN/m^2$$

$$W_{su} = C_a * P = 0.4264 * 7 = 2.985\ KN/m^2$$

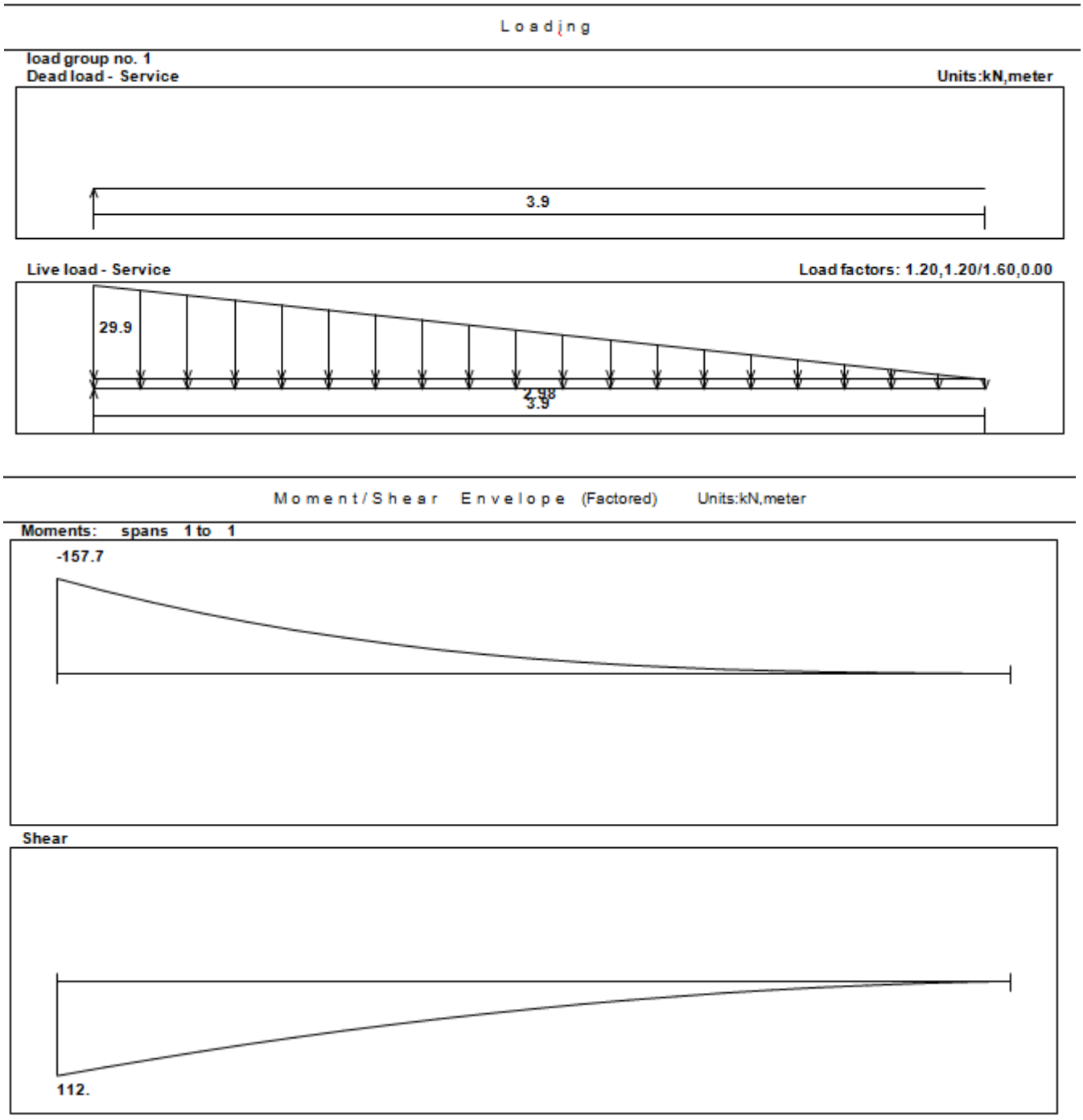


Figure (4-22) : Loading and Envelope of Basement Wall (BW1)

4.14.1 : Design Of Shear :

Check for wall thickness

d = 350-75-20/2 = 265 mm

$$\phi V_c = \frac{\phi}{6}\sqrt{f_c'} * b * d = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 1000 * 265 * 10^{-3} = 162.278\ KN$$

Vu (At face of support) = 112 KN

ϕV_c > Vu at face of support , So ϕV_c will be greater than Vud - **OK**

The thickness of Wall is Adequate Enough

4.14.2 : Design for Flexure :

Mu = -157.7 KN.m

note : the thickness of the wall is greater than 250 mm , so we must place the reinforcement bars into two layers

Mn = 175.222

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

$$R_n = \frac{175.22 * 10^6}{1000 * 265^2} = 2.4952 MPa\ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 2.495}{420}}\right) = 0.006357$$

As req = 0.006357*1000*265= 1684.61 mm^2/m ……..control

As min (for bars < 16 = 0.0012*1000*350 = 420 mm2/m

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(1000)(265) = 772.76 mm^2/m$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) \quad = \frac{1.4}{420}(1000)(265) = 883.33 mm^2/m \qquad \text{(control)}$$

As = 1684.61 mm^2/m > As min

Use Φ16/12 cm

Temperature and Shrinkage :

As min (Horizontal) : 0.002 *b*h (for db <= Φ16)

As min = 0.002*1000*350 = 700 mm^2/m (for both sides)

As for each side = 0.5*700 = 350 mm^2/m

Use Φ12/25cm

Check for step

Smax = 450 mm , 3*h = 3*350 = 1050 mm

note : all steps are less than Smax , So its OK

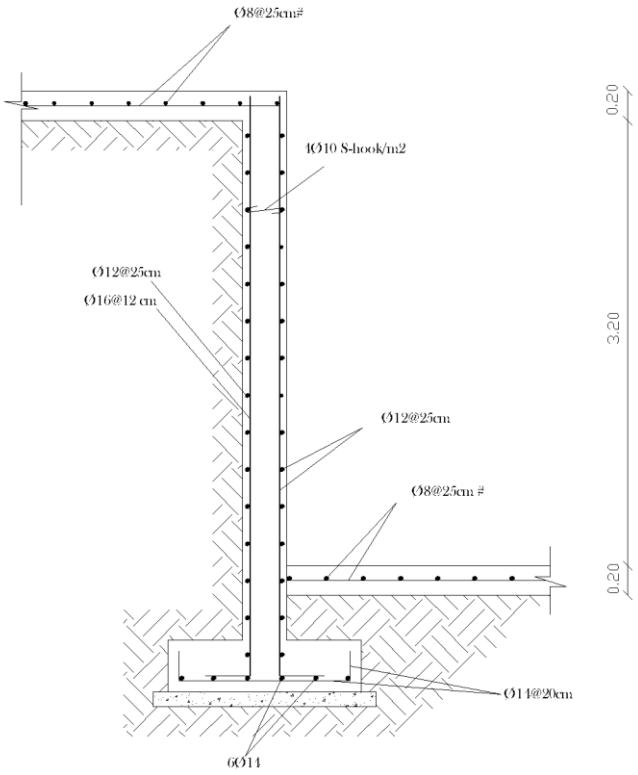


Figure (4-23) : Reinforcement Detail of Basement Wall (BW1)

4 -15 : Design of shear wall :-

To design shear walls we use (CSI ETABS) Software , and this is a manual example of shear wall design :

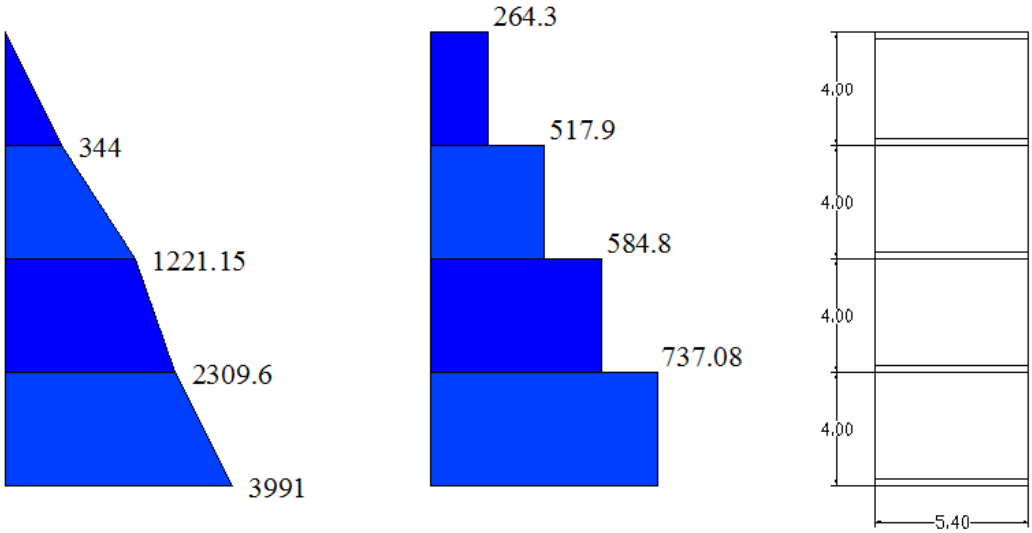


Figure (4-24) Shear and Moment Diagrams of Shearwall

Fc = 24MPa

Fy = 420 MPa

t=25 cm .shear wall thickness

Lw = 5.4 m .shear wall width

Hw for one wall = 4 m story height

4 .15.1: Design of shear

$$\sum Fx = Vu = 737.08KN$$

4.15.2: Design of the Horizontal reinforcement:

The critical Section is the smaller of:

$\frac{lw}{2} = \frac{5..4}{2} = 2.7m \ldots\ldots \quad control$

$\frac{hw}{2} = \frac{16}{2} = 5m$

$storyheight = 4m$

$d = 0.8 \times lw = 0.8 \times 5.4 = 4.32m$

$$\emptyset V_{nmax} = \emptyset \frac{5}{6} \sqrt{f_c'} hd$$
$$= 0.75 * 0.83 * \sqrt{24} * 250 * 4320 = 3306.8KN > V_u$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} hd = \frac{1}{6} \sqrt{27} * 250 * 4320 * 10^{-3} = 881.8KN \ldots . cont$$

$$V_c = 0.27 \sqrt{f_c'} hd + \frac{N_u d}{4 l_w} = 0.27 \sqrt{24} * 250 * 4320 + 0 = 1428.5KN$$

$$\frac{3991 - 2309.6}{4} = \frac{M_u - 2309.6}{4 - 2.7} \Longrightarrow M_u = 2856.1KN.m$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{2856.1}{737.08} - \frac{5.4}{2} = 1.17$$

$$V_c = \left[0.05 \sqrt{f_c} + \frac{l_w \left(0.1 \sqrt{f_c'} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] hd \quad = \left[0.05 \sqrt{24} + \frac{5.4 \left(0.1 \sqrt{24} + 0 \right)}{1.17} \right] 250 * 4320$$
$$= 2706.5KN$$

$$Vs = Vn - Vc$$

$$= (737.08 / 0.75) - 881.8 = 100.9KN$$

$$\frac{A_s}{S} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{100.9 * 10^3}{420 * 4320} = 0.0556 mm^2/mm$$

$$\rho = \frac{A_s}{s * h} = \frac{0.0556}{250} = 0.00022 < 0.0025$$

Use ϕ10 As=78.5 mm^2

$$\rho = \frac{2 * 78.5}{S * 250} = 0.0025 \Longrightarrow S = 251mm$$

Max. Spacing

$$\frac{l_w}{5} = \frac{5.42}{5} = 1.085\ m$$

$$3h = 3 * 250 = 0.75m$$

450 mm……cont.

Use ϕ10@250mm in tow layer

4.15.3 : Design for Vertical reinforcement :-

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{16}{5.4} = 2.9$$

$\rho_{vmin} > 0$

Select Φ 10 @250mm. In tow layer

4.15.4 : Design of bending moment :

$$A_{st} = \left(\frac{5400}{250}\right) * 2 * 78.5 = 3391.2mm^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{3391.2}{5400 * 250}\right)\frac{420}{24} = 0.044$$

$$\alpha = \frac{P_u}{l_w h f_c'} = 0$$

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.044 + 0}{2 * 0.044 + 0.85 * 0.85} = 0.054$$

$$\emptyset M_n = \emptyset\left[0.5A_{st} f_y l_w (1 + \frac{P_u}{A_{st} f_y})(1 - \frac{c}{l_w}\right]$$

$$= 0.9[0.5 * 3391.2 * 420 * 5400(1 + 0)(1 - 0.054)] = 3274.2KN.m < Mu$$

Try ϕ12@250 mm

$$A_{st} = \left(\frac{5400}{250}\right) * 2 * 113.1 = 4885.9mm^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{4885.9}{5400 * 250}\right)\frac{420}{24} = 0.063$$

$$\alpha = \frac{P_u}{l_w h f_c'} = 0$$

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.063 + 0}{2 * 0.063 + 0.85 * 0.85} = 0.074$$

$$\emptyset M_n = \emptyset \left[0.5 A_{st} f_y l_w (1 + \frac{P_u}{A_{st} f_y})(1 - \frac{c}{l_w} \right]$$
$$= 0.9[0.5 * 4885.9 * 420 * 5400(1 + 0)(1 - 0.074)] = 4617.5KN.m > Mu$$

→ use ϕ12@250 mm for vertical reinforcement

4 -8 Two Way Ribbed Slab (R2):-

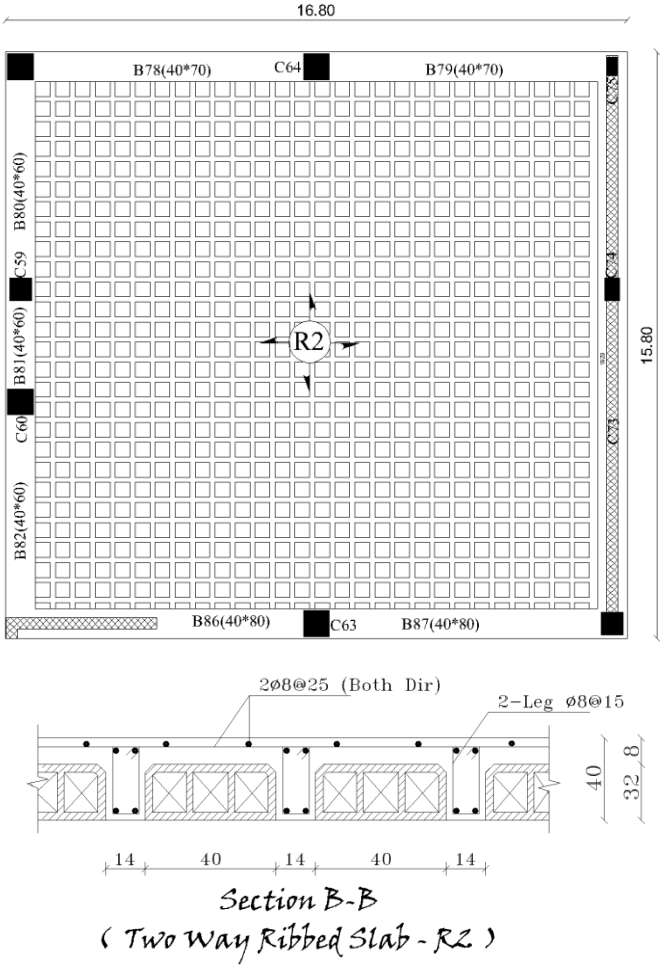


Figure (4-4) : Plan and Section in Two Way Ribbed Slab (R2)

4.8.1 : Check Slab Thickness :

$\alpha_1 = \frac{\text{I beam}}{\text{I slab 1}}$

$I_{rib} = 128504.24\ cm^4$

$Y_c = \frac{40*8*36+40*14*20}{40*8 + 40*14} = 25.818\ cm$

Slab section for exterior beams

short direction L = 14.2 m

$I_s = I_{rib} * (L/2 + bw / bf) = 1879969.437\ cm^4$

short direction L = 15.2 m

$I_s = I_{rib} * (L/2 + bw / bf) = 1998954.844\ cm^4$

$I_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{80*70^3}{12} = 2286666.667\ cm^4$

$\alpha_1 = \frac{\text{I beam}}{\text{I slab 1}}$

$\alpha_{1\,=}\ \alpha_3 = 1.14393$

$\alpha_2 = \alpha_4 = 1.21633$

$\alpha_{fm} = \alpha_{fm} = \frac{2*\propto 1+2\propto 2}{4} = 1.1803 < 2$

So the minimum slab thickness will be :

B = 15.2/14.2 = 1.0704

$h = \frac{Ln\ (0.8+\frac{fy}{1400})}{36+5*B*(\alpha\ fm-0.2)} = \frac{15200\ (0.8+\frac{420}{1400})}{36+5*1.0704*(1.18-0.2)} = 405.37$ mm

Take h = 400 mm = 40 cm

4.8.2 : Resultant Moments On Slab :

The panel is free edges (Simply Supported)

Service Live Load = 5 KN / m^2

Service Dead Load =10.567 KN / m^2

Wd = 1.2*10.567 = 12.68 KN / m^2

W_L = 1.6*5 = 8 KN / m^2

W_u = 1.2D+1.6L = 20.68 KN / m^2

L_a/L_b = 14.2/15.2 = 0.93

There is no any negative moment since all edges are free

Positive moment from dead and live load :

Ca $_{pos/dl}$=0.042 Cb $_{pos/dl}$=0.0314

Ca $_{pos/ll}$=0.042 Cb $_{pos/ll}$=0.0314

$M_{a+ve\ DL}$ = 0.042*12.68*14.2^2*0.54 = 58 KN.m/m

$M_{b+ve\ DL}$ = 0.0314*12.68*15.2^2*0.54 = 49.7 KN.m/m

$M_{a+ve\ LL}$ = 0.042*8*14.2^2*0.54 = 36.6KN.m/m

$M_{b+ve\ LL}$ = 0.0314*8*15.2^2*0.54 = 31.3 KN.m/m

Ma = 36.6 + 58 = 94.6 KN.m/m

Mb = 31.34 + 49.7 = 81.04 KN.m/m

4.8.3 : Flexure Design :

Short direction :

Postive Moment = 94.6 KN.m

Assume Φ20

d = 400 - 20 - 10 -20/2 = 360 mm

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(94.6/0.9) * 10^6}{540 * (360)^2} = 1.502 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.502)(20.6)}{420}}\right) = 0.00379$$

As = 0.00379*540*360 = 736.9 mm^2

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

= 149.8 mm^2

$$As\min = \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$= 171.26 \text{ mm}^2$$

As min = 171.26 -Control

As > As min

Use 2 Φ22 with As = 759.88 > As req

Check Strain

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$759.88 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$
$$a = 28.419mm$$

$$c = \frac{28.419}{0.85} = 33.4mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{360 - 33.4}{33.4} \times 0.003 = 0.029 > 0.005...ok$$

Negative Reinforcement As = (1/3) *As pos = (1/3)*736.9 = 245.63 mm^2

As = 245.63 mm^2 > As min

Use 2 Φ14 with As = 307.72 mm^2 > As req

Check Strain

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$a = 44.39mm$$

$$c = \frac{44.39}{0.85} = 52.22mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{360 - 52.22}{52.22} \times 0.003 = 0.01768 > 0.005...ok$$

Long direction :

Positive Moment = 81.04 KN.m

Assume Φ20

d = 400 - 20 - 10 -20/2 = 360 mm

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(81.04/0.9) * 10^6}{540 * (360)^2} = 1.2866 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.2866)(20.6)}{420}}) = 0.003228$$

As = 0.003228*540*360 = 627.552 mm^2

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

= 149.8 mm^2

$$As \min = \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

= 171.26 mm^2

As min = 171.26 -Control

As > As min

Use 2 Φ20 with As = 628 mm^2 > As req

Check Strain

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$628 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 540 \times a$$
$$a = 23.487mm$$

$$c = \frac{23.487}{0.85} = 27.63mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{360 - 27.63}{27.63} \times 0.003 = 0.036 > 0.005...ok$$

Negative Reinforcement As = (1/3) *As pos = (1/3)*627.552 = 209.184 mm^2

As = 209.184 mm^2 > As min

Use 2 Φ12 with As = 226.08 mm^2 > As req

Check Strain

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$a = 32.6mm$$

$$c = \frac{32.6}{0.85} = 38.37mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{360 - 38.37}{38.37} \times 0.003 = 0.025 > 0.005...ok$$

4.8.4 : Shear Design :

Wa = 0.57

Wb = 0.43

Total Load on the panel = 15.2*14.2*20.68 = 4463.57 KN

Load on long beam = [(4463.57*0.57*0.54)/(2*15.2)] = 45.19 KN - Control

Load on long beam = [(4463.57*0.43*0.54)/(2*14.2)] = 36.49 KN

Vu @ d = 45.19 - (0.36*20.68*.54) = 41.17 KN

$$\phi \text{Vc} = \phi \quad \frac{\sqrt{fc'}}{6} * \text{bw} * \text{d} = 33.95 \text{ KN}$$

Vs_{min} = Max of 1) $\frac{\sqrt{fc'}}{16}$ *bw*d = 15.43 KN

2) $\frac{1}{3}$ *bw*d = 16.8 KN - *Control*

ϕ Vc = 33.95 < Vu = 41.17 < ϕ (Vc+ Vs min) = 46.55 KN

Case III

Use Stirrups Φ10 2-Leg , Av = 157 mm^2

$$S = \frac{Av * fyt * d}{Vs} = \frac{157 * 412 * 360}{16.8 * 1000} = 1386.08 \text{ mm}$$

$S < S_{max}$ = 1) d/2 = 360/2 = 180 mm - *Control*

2) 600 mm

Use Stirrups Φ10 2-Leg @ 175 mm

4 -9 Design Of Staircase (SC 4) :-

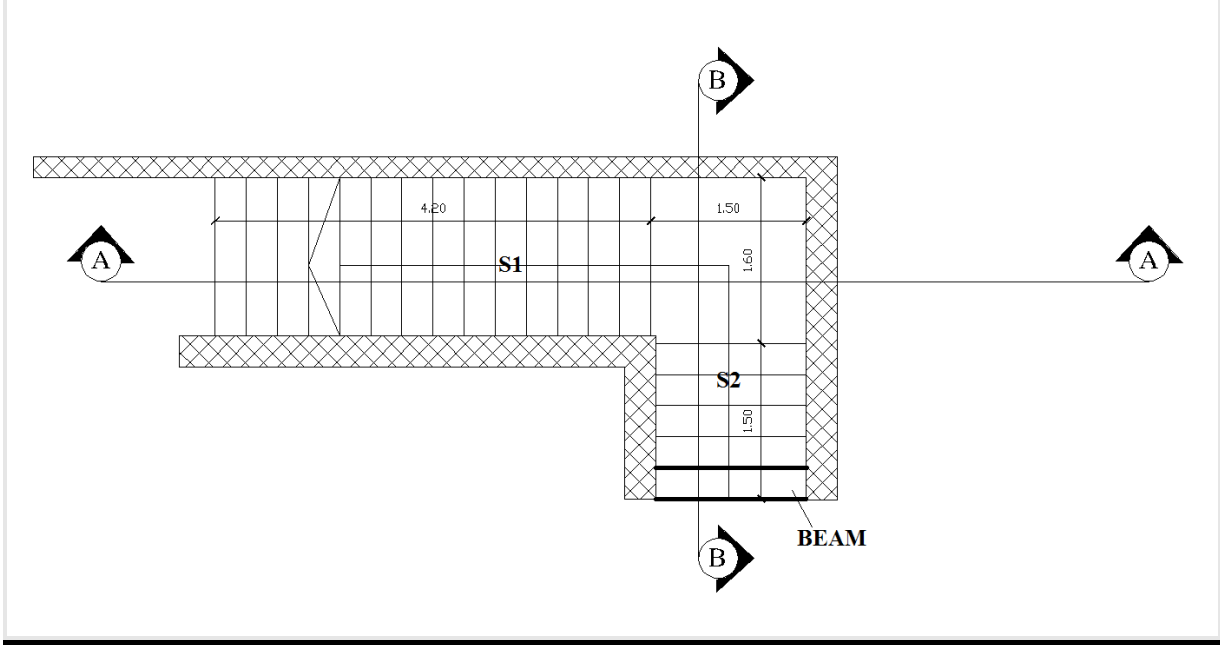


Figure (4-5) : Plan of Staircase (SC4)

4.9.1 : Minimum Slab Thickness for deflection :

for simply supported one way solid slab :

$h_{min} = 6.15/20 = 0.3075$ m = 30.75 cm

for both end continues one way solid slab :

$h_{min} = 6.15/28 = 0.2196$ m = 21.96 cm

Take h = 25 cm

4.9.2 : Flight Dead load Calculations :

The stair slope by $\theta = \tan^{-1}\left(\frac{170}{300}\right) = 29.54$

For Flight :

Dead Load for flight:

$$Tiles = 27\left(\frac{0.17 + 0.30}{0.3}\right) * 0.03 * 1 = 1.269 KN/m$$

$$Mortar = 22\left(\frac{0.17+0.3}{0.3}\right) * 0.03 * 1 = 0.689\ KN/m$$

$$stair\ stips = \frac{25}{0.3}\left(\frac{0.17*0.3}{2}\right) * 1 = 2.125\ KN/m$$

$$slab = \left(\frac{25*0.25*1}{\cos 29.54}\right) = 7.18 KN/m$$

$$Plaster = 22\left(\frac{0.03*1}{\cos 29.54}\right) = 0.758 KN/m$$

Total Dead load =12.013 KN/m

Live load for flight:

Live load for stairs =5 KN/ m^2

4.9.3 : Landing Dead load Calculations :

Dead Load for landing :

Tiles = 22*0.03*1=0.66 KN/m

Mortar = 22*0.02*1=0.44KN/m

Slab = 25*0.25*1=6.25KN/m

Plaster = 22*0.03*1=0.66KN/m

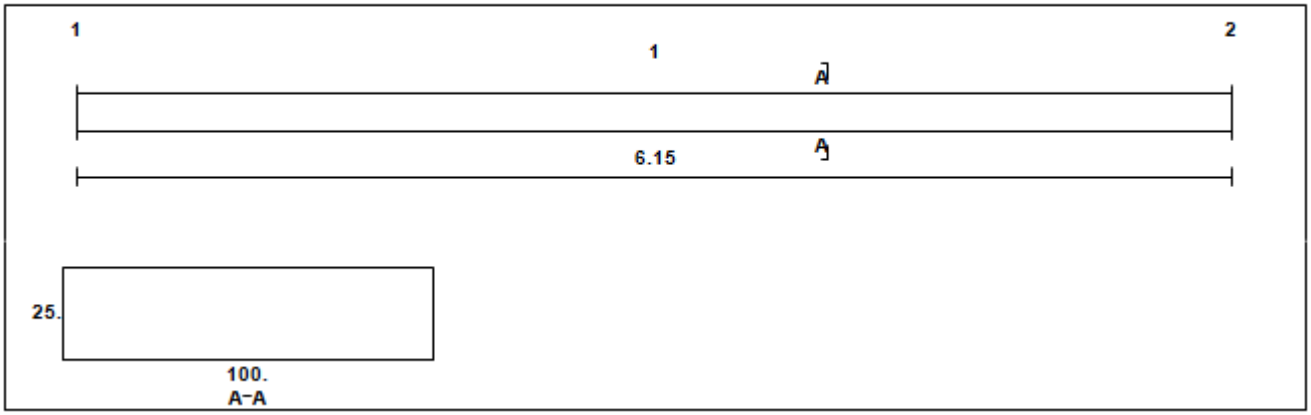
Total dead load= 8.01KN/m.

Live load :

Live load for stairs =5 KN/ m^2

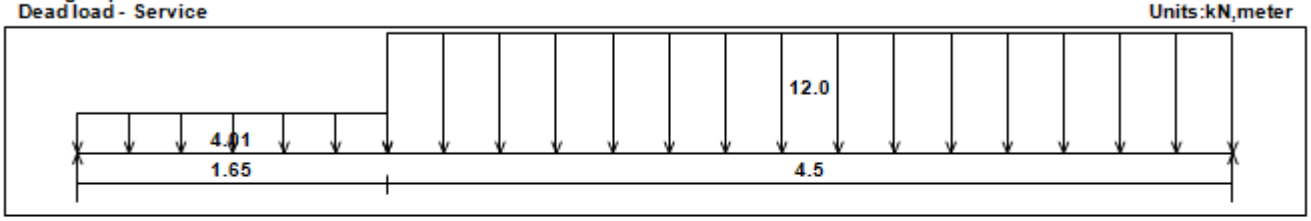
4.9.4 : Design of Slab S1 :

Geometry Units:meter,cm

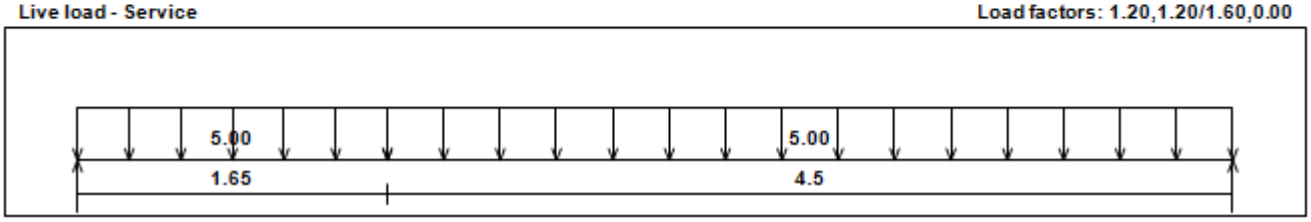


Loading

load group no. 1
Dead load - Service
Units:kN,meter



Live load - Service
Load factors: 1.20,1.20/1.60,0.00



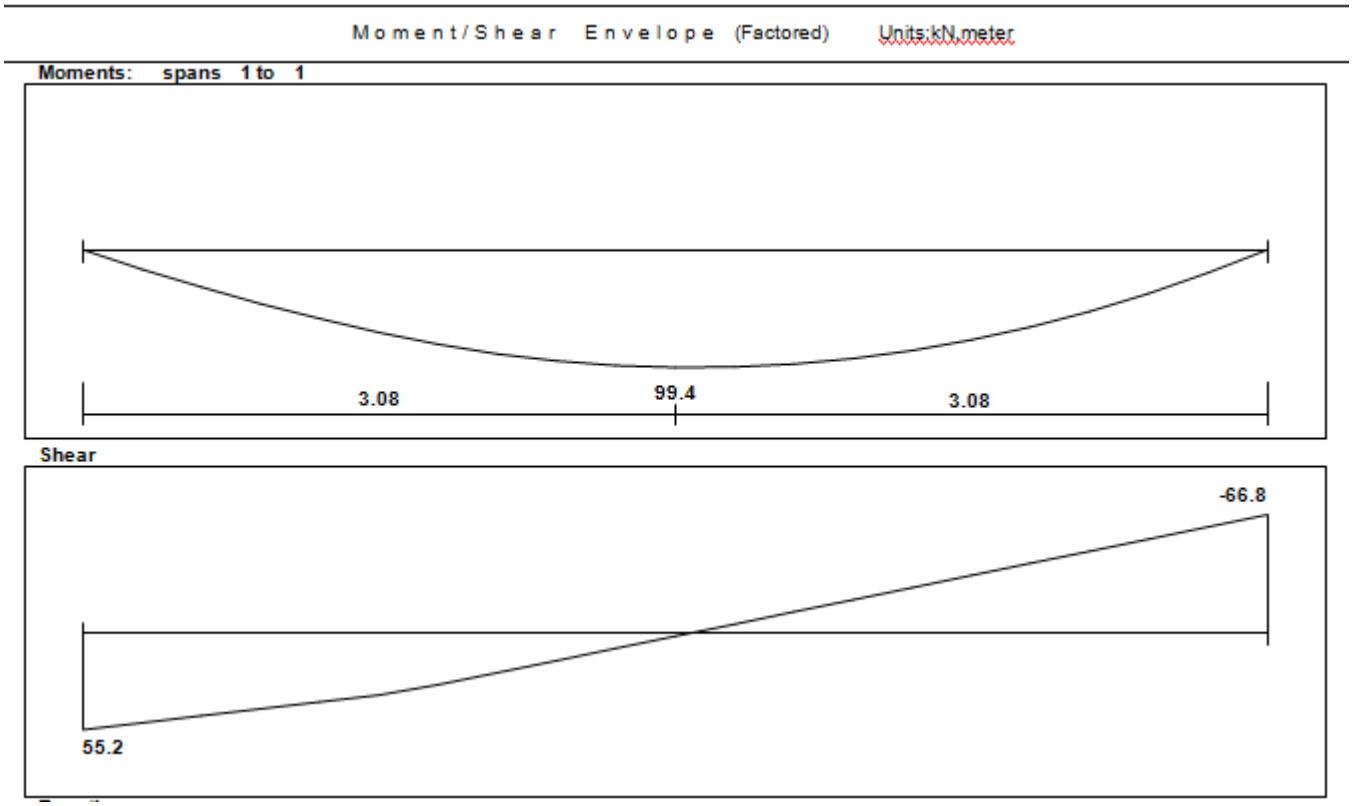


Figure (4-6) : Geometry and Envelope diagrams of Slab S1 in (SC4)

Check for Shear Strength :

- Assume Ø 14 for main reinforcement:-

So, d = 250-20-7 = 223 mm..

Take d= 223 mm

- Vu = 55.8 KN .
- $\phi Vc = \dfrac{\phi \sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$
- $\phi Vc = \dfrac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 223 * 10^{-3}}{6} = 136.6KN$
- $(1/2) * \phi Vc = (1/2) * 136.6 = 68.3KN$
- Vu = 46.88 KN < Ø.Vc = 136.6KN .

So, the thickness is adequate enough.

Design of Flexure :

Mu = 99.5 Kn.m

Mn = 99.5/0.9 = 110.555 Kn.m

d = 223 mm.

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

$$R_n = \frac{110.55 * 10^6}{1000 * 223^2} = 2.223 MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 2.223}{420}}\right) = 0.005617$$

As req = 0.005617*1000*223= 1252.65 mm^2 /m ……..control

$A_s$min=0.0018*250*1000=450mm^2

n= 1252.65/153.9 = 8.1415 bar

S=1000/8.1415= 122.827 mm Take it S=120 mm

Check for spacing

3h=3*250=750mm

S=450

$$s = 380\left(\frac{280}{0.667 * 420}\right) - 2.5 * 20 = 330mm$$

$$s = 300\left(\frac{280}{0.667 * 420}\right) = 300mm$$

Use Φ 14@ 12 cm

Temperature and Shrinkage Reinforcement

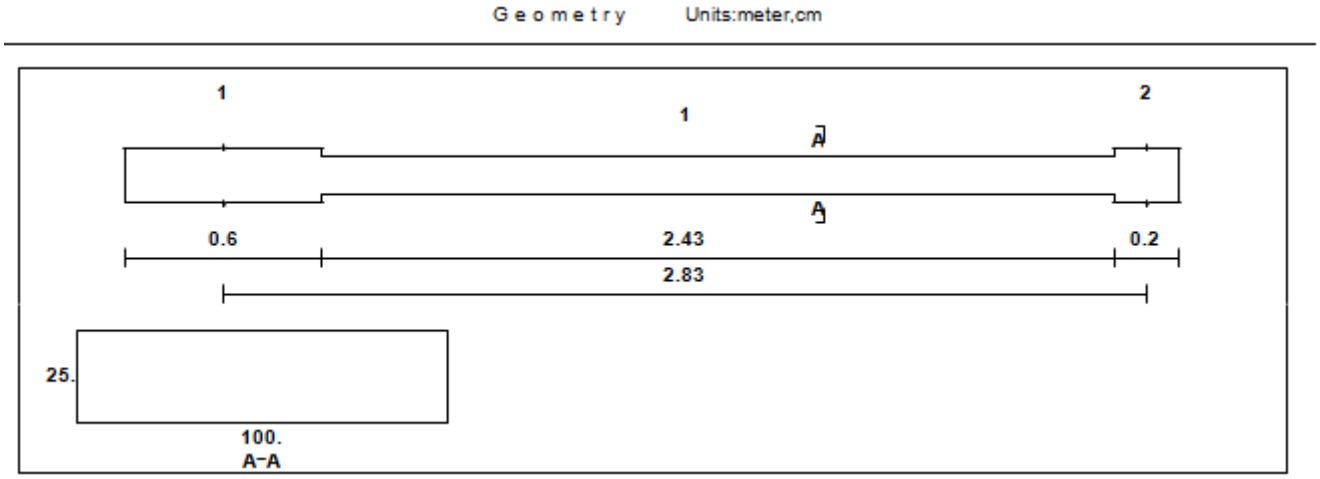
As = 0.0018*1000*250 = 450 mm^2 / m

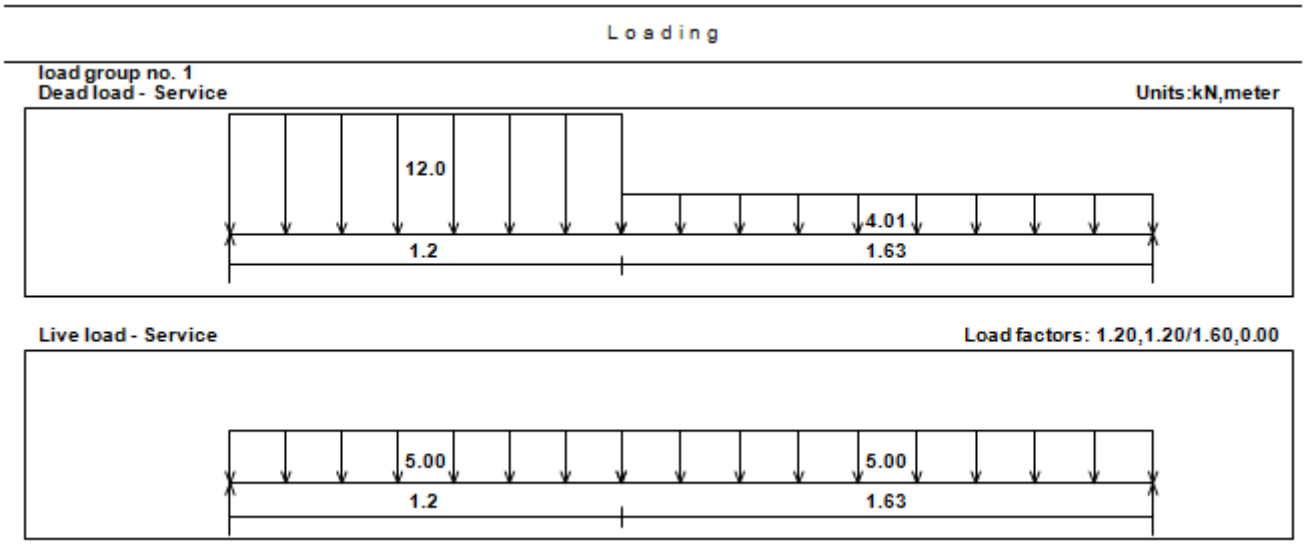
n = 450 / 153.9 = 2.924

Step = 1000 / 2.924 = 342 > Smax = 300

So , Use Φ 14@ 30 cm

4.9.5 : Design of Slab S2 :





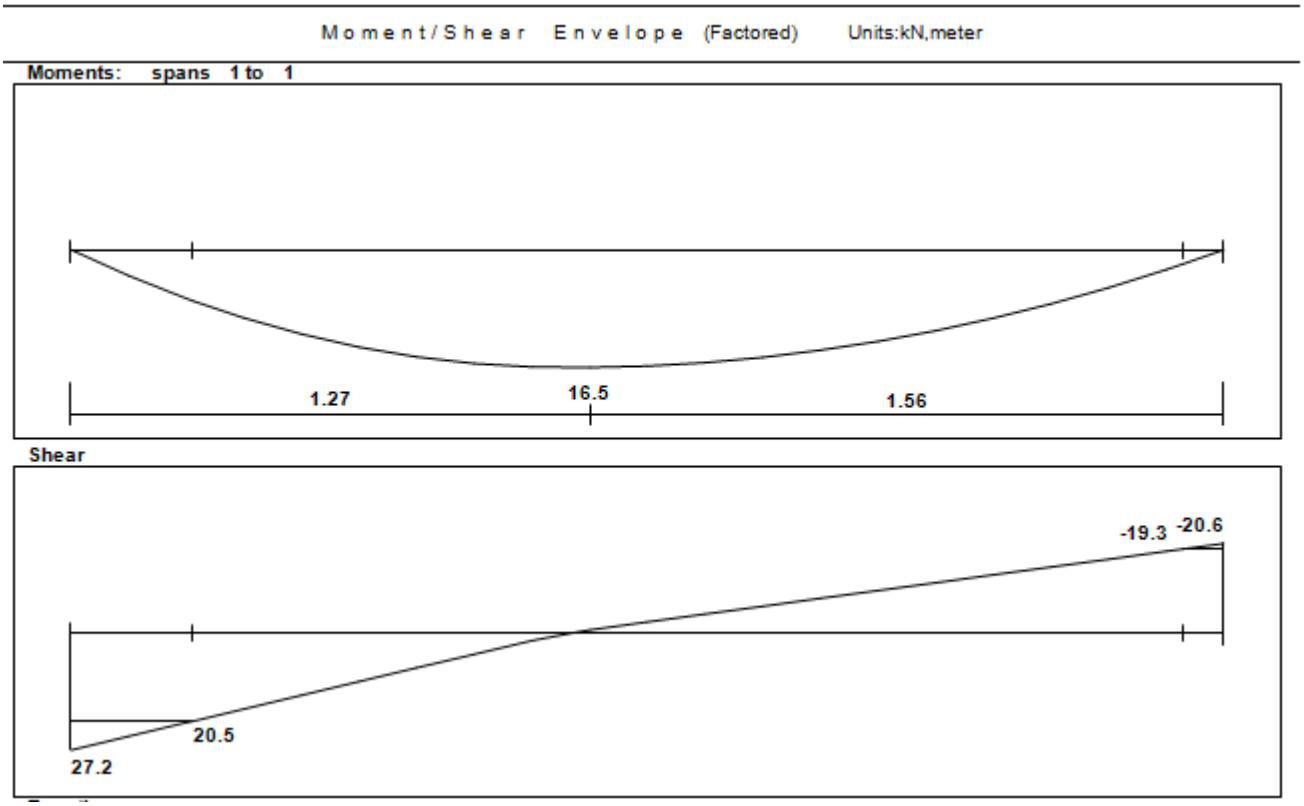


Figure (4-7) : Geometry and Envelope diagrams of Slab S2 in (SC4)

Check for Shear Strength :

- Assume Ø 14 for main reinforcement:-

So, d = 250-20-7 = 223 mm..

Take d= 223 mm

- Vu = 27.21 KN .
- $\phi Vc = \dfrac{\phi \sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$
- $\phi Vc = \dfrac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 223 * 10^{-3}}{6} = 136.6 KN$
- $(1/2) * \phi Vc = (1/2) * 136.6 = 68.3 KN$

- Vu = 27.2 KN < Ø.Vc = 136.6KN .

So, the thickness is adequate enough.

Design of Flexure :

Mu = 16.5 Kn.m

Mn = 16.5/0.9 = 18.333 Kn.m

d = 223 mm.

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

$$R_n = \frac{18.33 * 10^6}{1000 * 223^2} = 0.368 MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 0.368}{420}}\right) = 0.008858$$

As req = 0.008858*1000*223= 197.54 mm^2 /m

$A_s$min=0.0018*250*1000=450mm^2 ..... control

Use Φ 14@ 30 cm

Check for spacing

3h=3*250=750mm

S=450

$$s = 380\left(\frac{280}{0.667 * 420}\right) - 2.5 * 20 = 330mm$$

$$s = 300\left(\frac{280}{0.667 * 420}\right) = 300mm$$

Temperature and Shrinkage Reinforcement

As = 0.0018*1000*250 = 450 mm^2 / m

n = 450 / 153.9 = 2.924

Step = 1000 / 2.924 = 342 > Smax = 300

So , Use Φ 14@ 30 cm

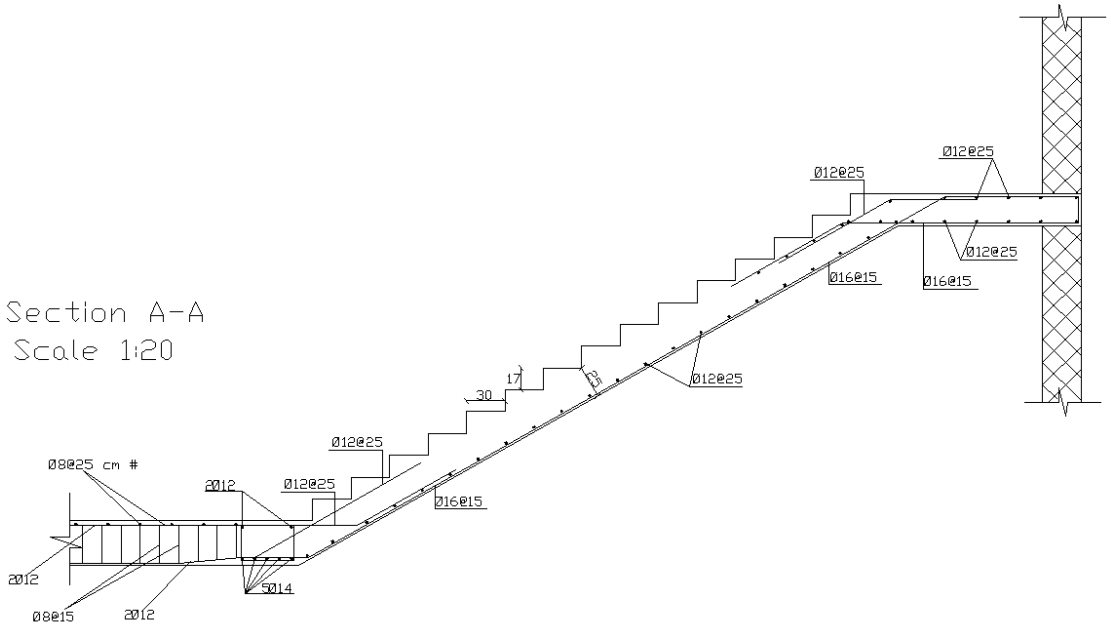


Figure (4-8) : Reinforcement Of (SC4)

4 -10 Design Of Column (C 7) in Ground Floor :-

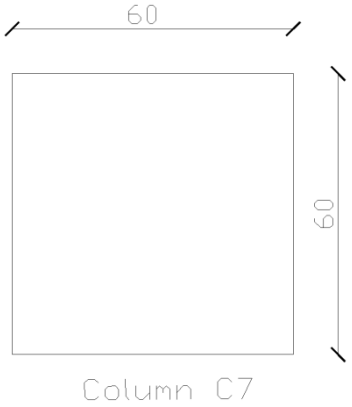


Figure (4-9) : Geometry Of Column (C7)

Check for Slenderness :

Assume : b= 600 mm , h = 600 mm

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

R: radius of gyration = $\sqrt{\frac{I}{A}}$ ≈0.3 h ……For rectangular section

$r_x = r_x = 0.3*0.6 = 0.18$
Lu = 3.1 m
M1/M2 =1
K=1 , According to ACI 318-2002 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1\times 3.1}{0.18} = 17.22 < 22$$

So , Short Column in both direction

Total Factored Load on Column C7 :

Pu = 4235 Kn

ϕ Pn = Pu

ϕ Pn = 0.65*0.8 [0.85*fc'(Ag-As) + As*fy]

ϕ Pn = 0.65*0.8 [0.85*24(600^2-As) + As*420]

(4235/1000) = 0.65*0.8 [0.85*24(600^2-As) + As*420]

As = 2002.579 mm^2

$$\rho = \frac{As}{Ac} = \frac{2002.579}{600*600} = 0.0057 < 0.001$$

So , Take ρ = 0.001

As = 0.001 * 600 = 3600 mm^2

Use Φ 16 , with As = 201.0 mm^2

n = 3600/201 = 17.9 bars ,

Use 18 Φ 16

As_{prov} = 18*201 = 3617.28 > As

Design For Ties :

Use Φ 10

Spacing : 1) $48*d_s = 48*10 = 480$ mm

2) $16*d_b = 256$ mm - Control

3) Least Dimension of Column = 600 mm

So , Use Φ 10 @ 20 cm

Check For Code Requirements :

1) Clear Spacing between longitudinal bars

spacing = (600 - 2*40 - 2*10 - 6*16) / 5 = 80.8 mm > 40mm

> 1.5*db = 24 mm - **OK**

2) Number of bars : 18 > 4

3) Minimum ds : Φ 10 for Φ 16 Bars - **OK**

4) Spacing Of Ties : S=200 mm - **OK**

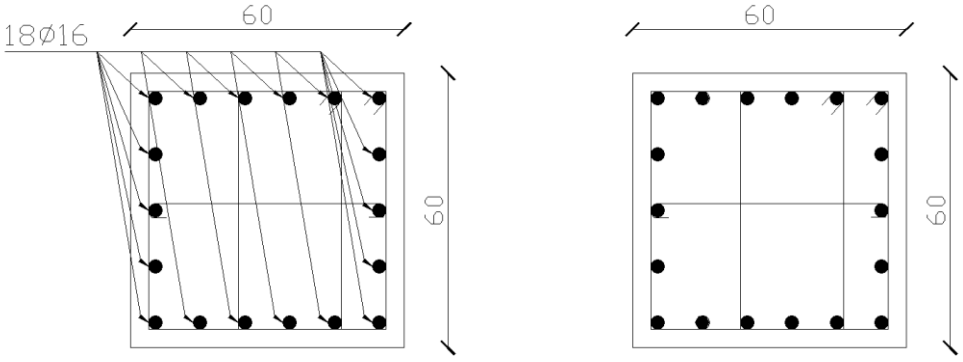


Figure (4-10) : Details Of Column (C7)

4 -11 Design Of Isolated Footing (F8) :-

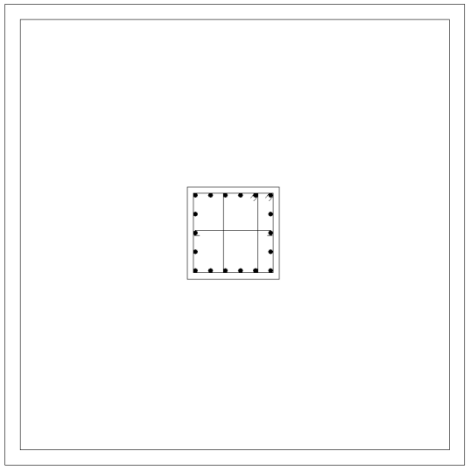


Figure (4-11) : Plan of Footing (F8)

q_{allow} = 400 Kn / m^3

Soil Density = 18 KN / m^3

Max Factored Load (Pu) = 3732.45 KN

Max Service Load (P) = 2800.5 KN

Weight of footing calculations :

Soil and surcharge floor load :

weight of footing (Assume h_f = 50 cm)

$W_{footing}$ = 0.5*25 = 12.5 KN / m^2

W_{soil} = 1*18 = 18 KN/m^2

W_{surch} = 5 KN/m^2

$q_{a\ net}$ = 400 - 5 -18-12.5 = 364.5 KN/m^2

q=P/A , A = P/q

A = 2800.5 / 364.5 = 7.683 m^2

a_f = (7.683)$^{0.5}$ = 2.7718 m

Assume Square footing , where is b=a= 2.7718 m

Take b = a = 2.8 m

Depth of footing and Shear Design :

One Way Shear

Pu = 3732.45 KN

q_u = Pu/A = 3732.45 / 2.8*2.8 = 476.08 KN/m^2

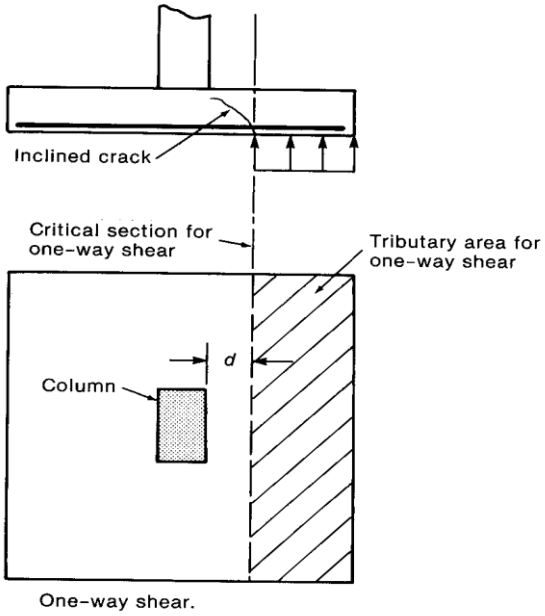


Figure (4-12) : Tributary Area of one way shear

Vu at distance d from the face of support :

$$Vu = q_{ult} \times b\left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} - d\right) = \phi Vc$$

$$Vu = 476.08 \times 2.8\left(\frac{2.8}{2} - \frac{0.6}{2} - d\right) = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 2.8 * d * 10^{-3}}{6}$$

d = 0.4811 m

Assume cover = 75 mm and db=14 mm

h = 481.1 +75 + 14 = 570.1 mm

Take h = 650 mm

new d = 650 - 75 - 14 = 561 mm

Two Way Shear

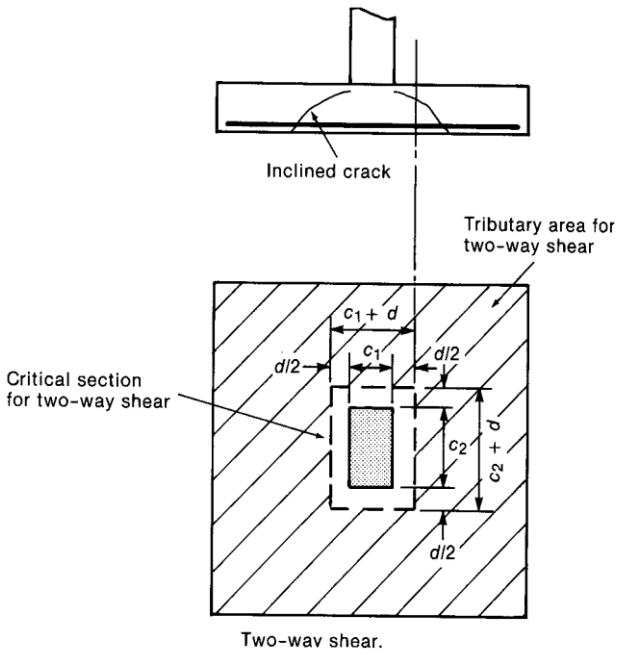


Figure (4-13) : Tributary Area of two way shear

Let Vu = ϕ Vc , where ϕ = 0.75

Vu = 476.08*(2.8*2.8 - (0.6 + .561)^2 = 3090.734 KN

According to ACI , Vc shall be the smallest of :

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

$$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = 0.585\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

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

Where:

β_c = a / b = 600 / 600 = 1

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

= 4 (0.6+0.561) = 4.644 m

α_s = 40 for interior column

$$\phi V_c = 0.75 \times 0.33\sqrt{24} \times 4.644 \times 0.561 = 3187.6 KN$$

$$\varphi Vc = 3187.6\ KN\ <\ Vu\ = 3090.734\ KN$$

The Thickness is adequate enough

Design For Flexure First Direction :

Mu = $wl^2/2$ = 476.08*1.1^2 *2.8/2 = 806.477 KN.m

Mn = 806.447/0.9 = 896.085 KN.m

d= 650-75-14/2 = 568 mm

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

$$R_n = \frac{896.085 * 10^6}{1000 * 568^2} = 0.99196 MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 0.9919}{420}}\right) = 0.002422$$

As = 0.002422*2800*568 = 3852.28 mm^2

As min = 0.0018*b*h = 0.0018*2800*650 = 3276 mm^2

As > As min - **OK**

n = 3852.28/153.86 =25.03 bar

take 26 Φ 14

Step S= (2800-75*2-26*14)/25 = 91.44 mm

Smax = 450 mm or 3*h = 3*650 = 1950 mm

S max = 450 is control

S = 91.44 < Smax - **OK**

Design For Flexure Second Direction :

Mu = $wl^2/2$ = 476.08*1.1^2 *2.8/2 = 806.477 KN.m

Mn = 806.447/0.9 = 896.085 KN.m

d= 650-75--14-14/2 = 554 mm

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

$$R_n = \frac{896.085 * 10^6}{1000 * 554^2} = 1.042 MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 1.042}{420}}\right) = 0.002549$$

As = 0.002549*2800*554 = 3954.95 mm^2

As min = 0.0018*b*h = 0.0018*2800*650 = 3276 mm^2

As > As min - **OK**

n = 3954.95/153.86 =25.7 bar

take 26 Φ 14

Step S= (2800-75*2-26*14)/25 = 91.44 mm

Smax = 450 mm or 3*h = 3*650 = 1950 mm

S max = 450 is control

S = 91.44 < Smax - **OK**

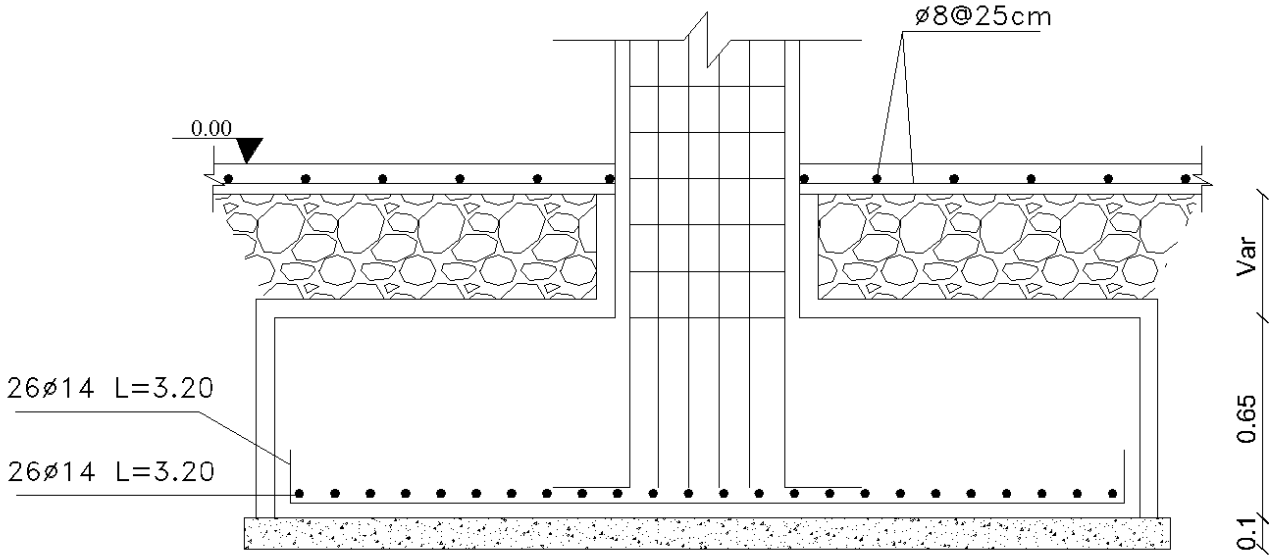


Figure (4-14) : Reinforcement Detail Of Footing (F8)

4 -12 Design Of Strip Footing (SF1) :-

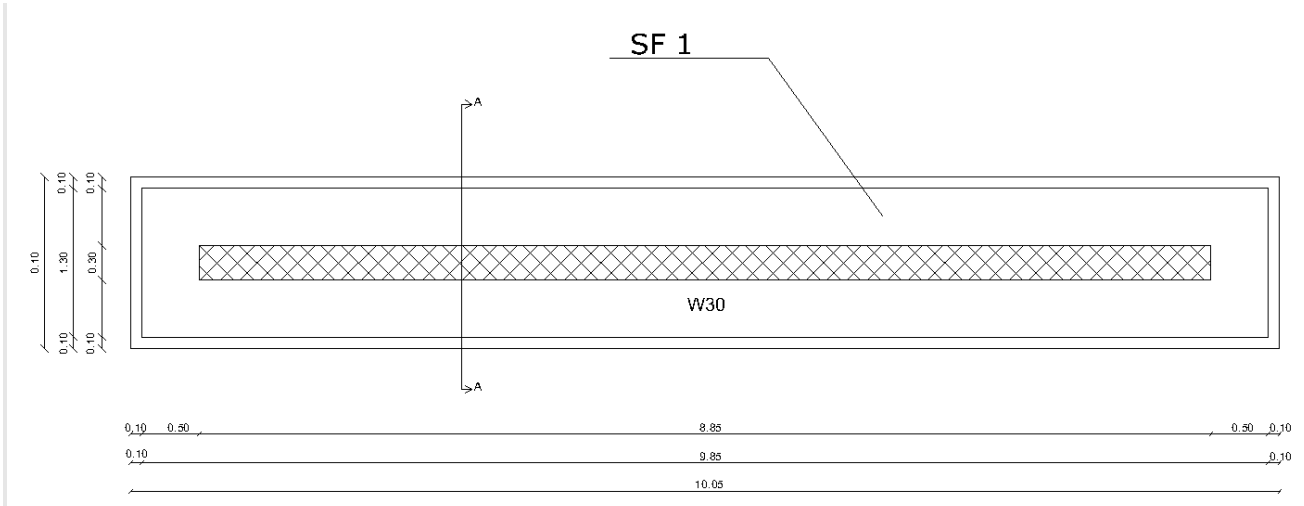


Figure (4-15) : Geometry Of Footing (SF1)

fc' = 24 MPa

fy = 420 MPa

Service LL = 150 KN /m

Service DL = 322 KN /m

q_{allow} = 400 Kn / m^3

Soil Density = 18 KN / m^3

4.12.1 : Area of footing calculations :

$q_{allow,net}$ = 400 - 0.4*25 - 0.4*18 = 382.8 KN / m^3

A = (Pn / $q_{allow,net}$) = (150+322)/382.8 = 1.233 m^2

A = b*L , Assume L = 1 m

So b=1.233 , Take b = 1.3 m

4.12.2 : Depth of footing and Shear design :

Pu = 1.2 * 322 + 1.6 *150 = 581 KN / m

q_u = (581 / 1.3*1) = 447 KN / m^2

One Way Shear

$V_u = q_u * 1 \left(\frac{b}{2} - \frac{a}{2} - d\right)$

$$\phi Vc = \frac{0.65 * \sqrt{24} * b * d * 10^{-3}}{6}$$

$$\phi Vc = \frac{0.65 * \sqrt{24} * 1000 * d * 10^{-3}}{6}$$

ϕVc = Vu

$$447 * 1 \left(\frac{1.3}{2} - \frac{.3}{2} - d\right) = \frac{0.65 * \sqrt{24} * 1000 * d * 10^{-3}}{6}$$

d = 0.228

Assume cover = 75 mm and db=20 mm

h = 228 +75 + 20/2

h = 313 mm , Take h=350 mm

4.12.3 : Design For Flexure :

Mu = 447*1* (0.5) (0.5/2) = 55.85 KN.m

Mn = 447/0.9 = 496.66 KN.m

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

$$R_n = \frac{496.66 * 10^6}{1000 * 228^2} = 1.19 MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 1.19}{420}}\right) = 0.00292$$

As = 0.00292*1000*228 = 666 mm^2 / m

As min = 0.0018*b*h = 0.0018*1000*350 = 630 mm^2/m

As > As min - OK

for Φ 16

n = 666/154 = 4.32 Bar / m , Take 5 Φ 16 /m

S = 1000/5 = 200 mm

Use Φ16/20 cm

Check For Spacing :

Smax = 450 mm - Control

and 3*h = 3*350= 1050 mm

S = 200 mm < Smax = 450 mm - **OK**

Temperature and Shrinkage

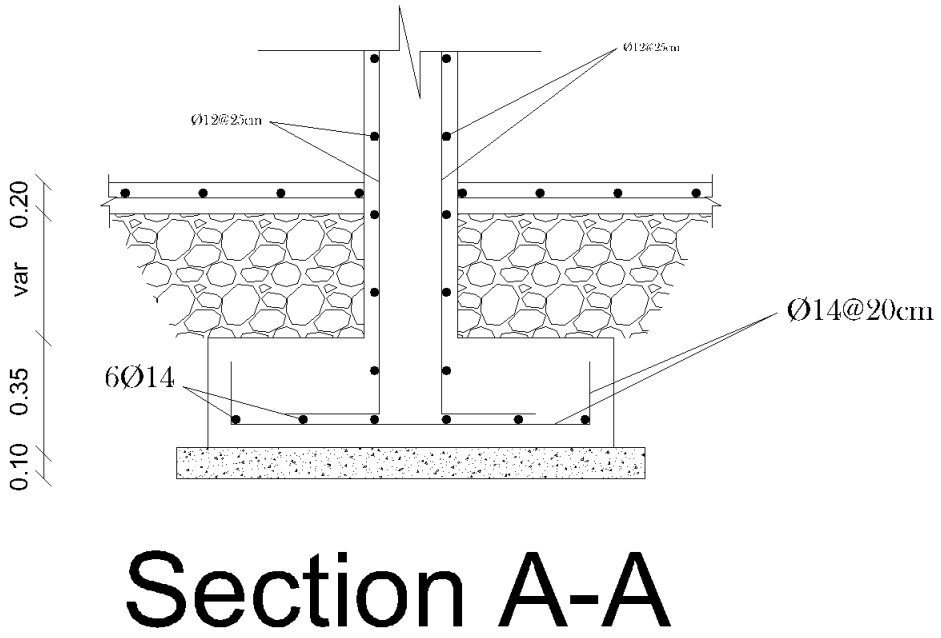
As = 0.0018 * 1000 * 350 = 630 mm^2/m

n = 630/154 = 4 Bars / m

S = 1000 / 4 = 250 mm

S = 250 mm < Smax = 450 mm

So , Use Φ16/25 cm



Section A-A

Figure (4-16) : Reinforcement Detail Of Footing (SF1)

4 -13 Design Of Combined Footing (FC4) :-

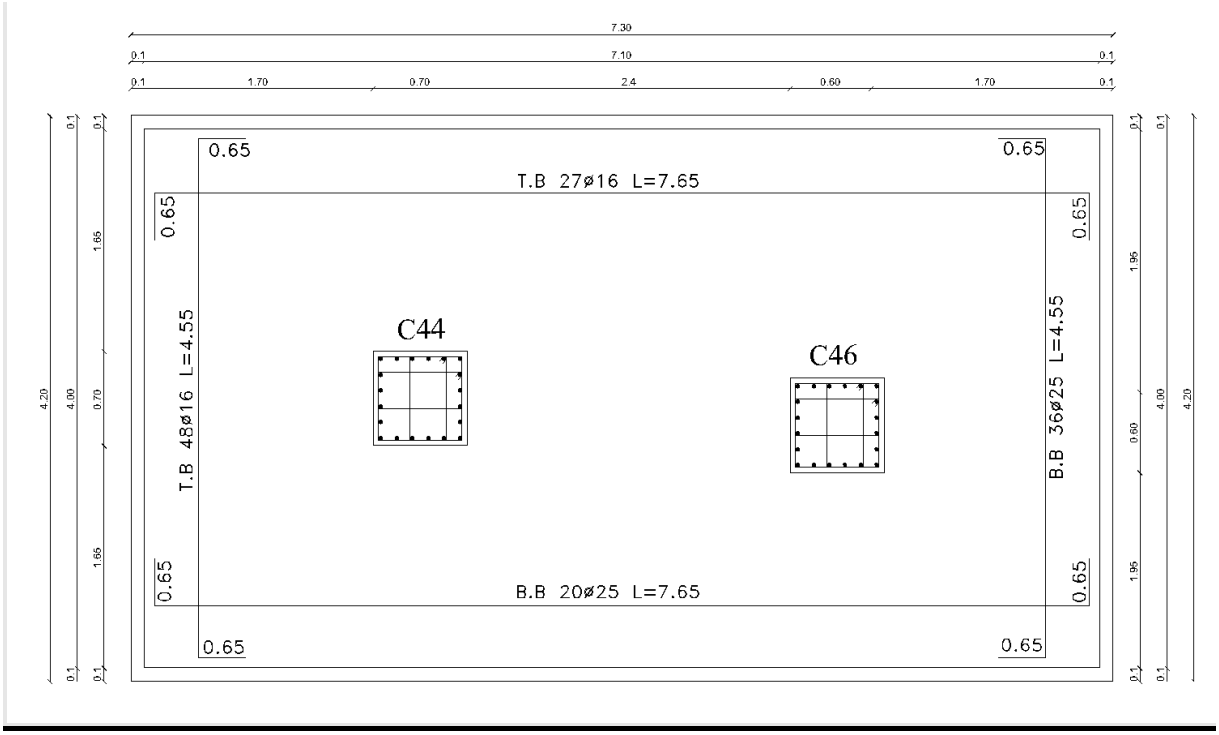


Figure (4-17) : Plan of Combined Footing (FC4)

The service load on column C44 = 4617.404 KN and Factored load = 6155 KN
The service load on column C46 = 4702.175 KN and Factored load = 6368 KN

q_{allow} = 400 KN/m^2
Soil Density = 18 KN / m^3

W_{soil} = 18*1 = 18 KN / m^2
$W_{footing}$ = 25 * 0.7 = 17.5 KN / m^2
$W_{surcharg}$ = 5 KN / m^2

$q_{allow,net}$ = 400-5-18-17.5 = 359.5 KN / m^2

Because the loads in columns are similar the resultant of soil pressure is at the center of the footing base .
A = P / $q_{allow,net}$, where P= 4702.175 + 4617.404 = 9319.579 KN
A = 9319.579 / 369.5 = 25.222 m^2

Assume b= 4 m , so L= 25.222/4 = 6.31 m
Take b = 4m and L = 7.10 m , depth = 0.80 m (For Safety Conditions)

Depth of Footing and Shear Design (One way & Two way) :

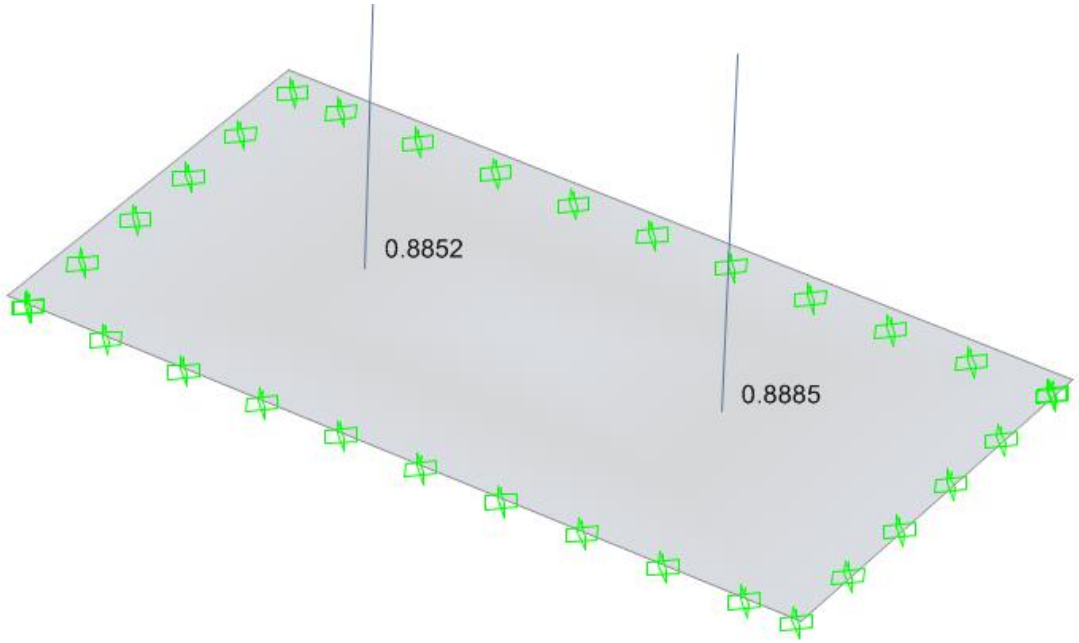


Figure (4-18) : Combined Footing Punching Factor

Using CSI SAFE Software , the punching factor is less than 1 , so the footing depth is adequate enough of one way and two shear .

Design Of Flexure :

The resultant moment diagram in both short and long direction as following :

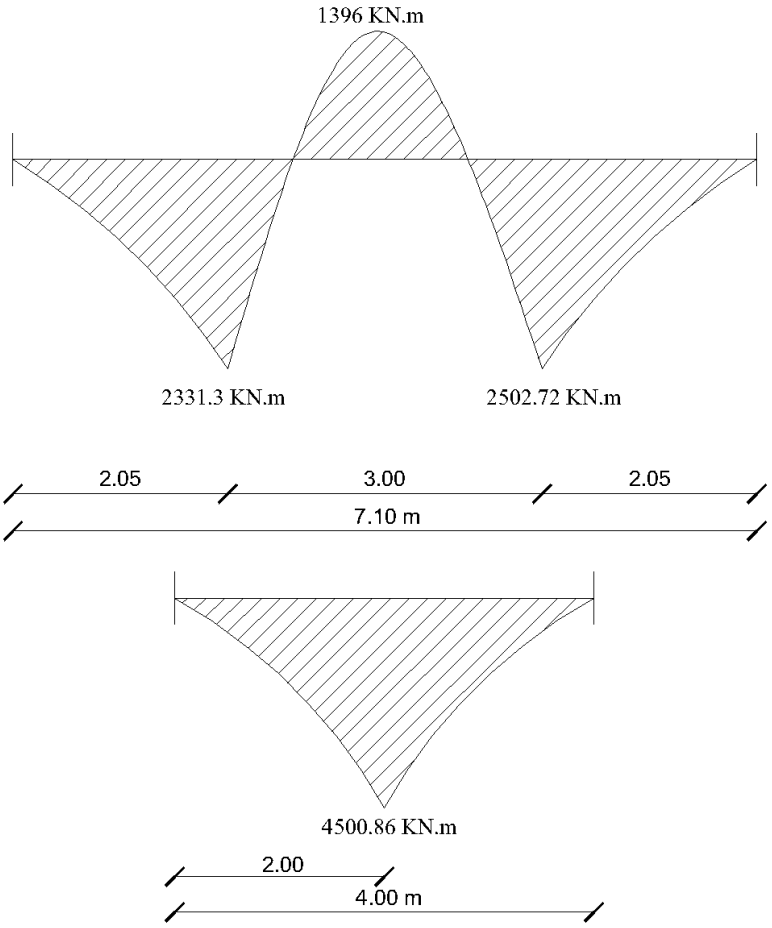


Figure (4-19) : Combined Footing Moment Diagram

For Long Direction (7.10 m)

For Mu = 1396 KN.m

Use 27Φ16 TOP BARS

ΦMn (27 Φ16) = As*fy(d-a/2) = 1406 KN.m

ΦMn = 1406 KN.m > Mu = 1396 KN.m - OK

For Mu = 2502.7 KN.m

Use 20Φ25 BOTTOM BARS

ΦMn (20 Φ25) = As*fy(d-a/2) = 2504.2 KN.m

ΦMn = 2504.2 KN.m > Mu = 2502.7 KN.m - OK

For Short Direction (4.00 m)
For Mu = 4500.86 KN.m
Use 36Φ25 BOTOM BARS

ΦMn (36 Φ25) = As*fy(d-a/2) = 4502.5 KN.m

ΦMn = 4502.5 KN.m > Mu = 4500.86 KN.m - OK

and for TOP BARS in short direction use reinforcement of **48Φ16 .**

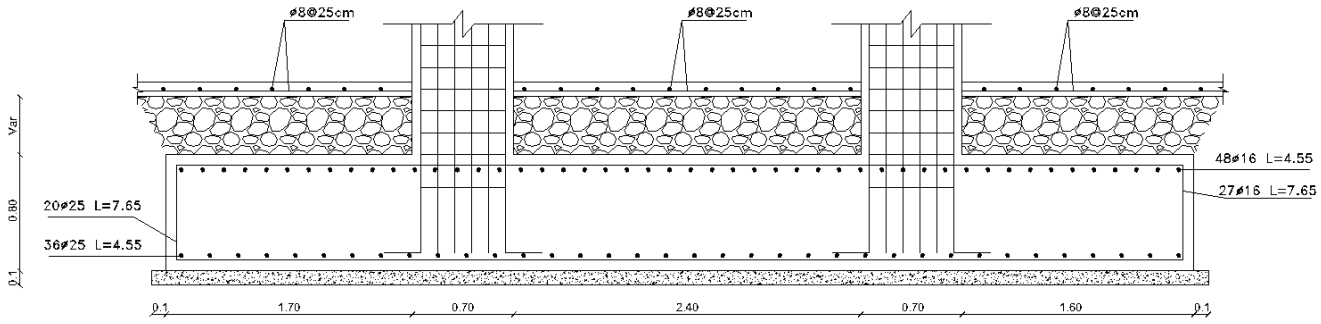


Figure (4-20) : Combined Footing Reinforcement Details

4 -14 Design Basement Wall (BW1) :-

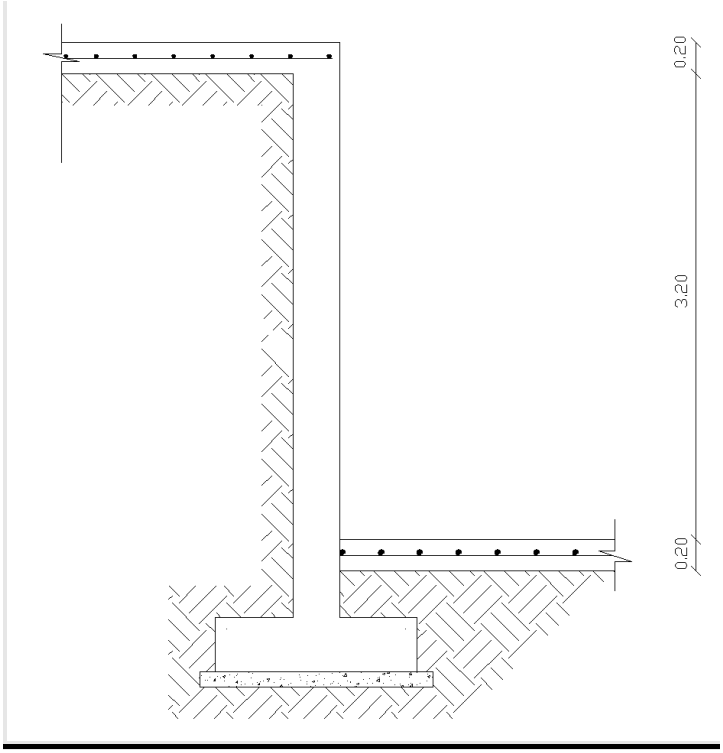


Figure (4-21) : Geometry Of Basement Wall (BW1)

Fc'=24 MPa, Fy=420 MPa , ϒs=18KN/m^3, qall=400 KN/m^2, φ=35 , surcharge = 7 KN/m^2

Consider at rest pressure

$$C_a = 1 - \sin\phi = 1 - \sin 35 = 0.4264$$

$$W_s = C_a * h * \gamma = 0.4264 * 3.9 * 18 = 29.933\ KN/m^2$$

$$W_{su} = C_a * P = 0.4264 * 7 = 2.985\ KN/m^2$$

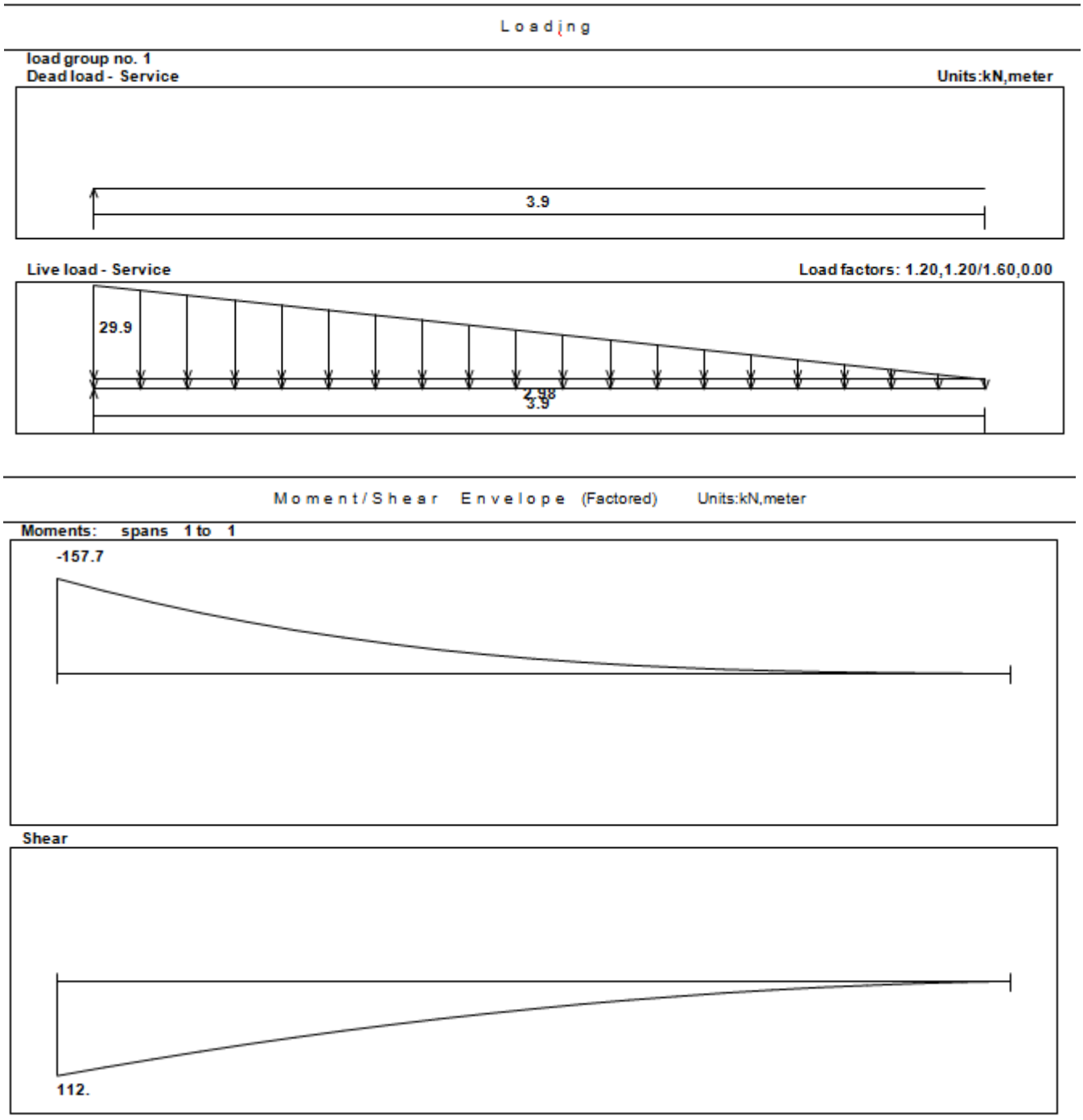


Figure (4-22) : Loading and Envelope of Basement Wall (BW1)

4.14.1 : Design Of Shear :

Check for wall thickness

d = 350-75-20/2 = 265 mm

$$\phi V_c = \frac{\phi}{6}\sqrt{f_c'} * b * d = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 1000 * 265 * 10^{-3} = 162.278\ KN$$

Vu (At face of support) = 112 KN

ϕV_c > Vu at face of support , So ϕV_c will be greater than Vud - **OK**

The thickness of Wall is Adequate Enough

4.14.2 : Design for Flexure :

Mu = -157.7 KN.m

note : the thickness of the wall is greater than 250 mm , so we must place the reinforcement bars into two layers

Mn = 175.222

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

$$R_n = \frac{175.22 * 10^6}{1000 * 265^2} = 2.4952 MPa\ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 2.495}{420}}\right) = 0.006357$$

As req = 0.006357*1000*265= 1684.61 mm^2/m ……..control

As min (for bars < 16 = 0.0012*1000*350 = 420 mm2/m

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(1000)(265) = 772.76 mm^2/m$$

$$A_{s\,min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(1000)(265) = 883.33 mm^2/m \qquad \text{(control)}$$

As = 1684.61 mm^2/m > As min

Use Φ16/12 cm

Temperature and Shrinkage :

As min (Horizontal) : 0.002 *b*h (for db <= Φ16)

As min = 0.002*1000*350 = 700 mm^2/m (for both sides)

As for each side = 0.5*700 = 350 mm^2/m

Use Φ12/25cm

Check for step

Smax = 450 mm , 3*h = 3*350 = 1050 mm

note : all steps are less than Smax , So its OK

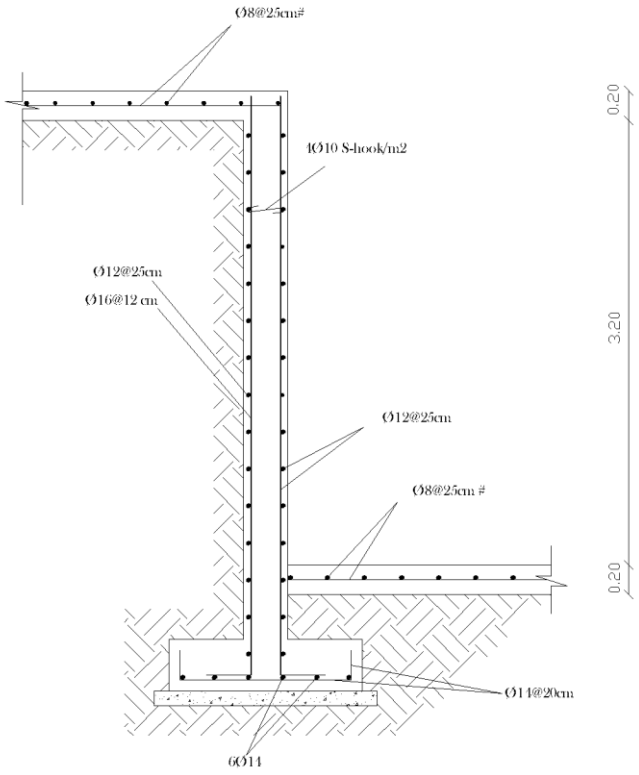


Figure (4-23) : Reinforcement Detail of Basement Wall (BW1)

4 -15 : Design of shear wall :-

To design shear walls we use (CSI ETABS) Software , and this is a manual example of shear wall design :

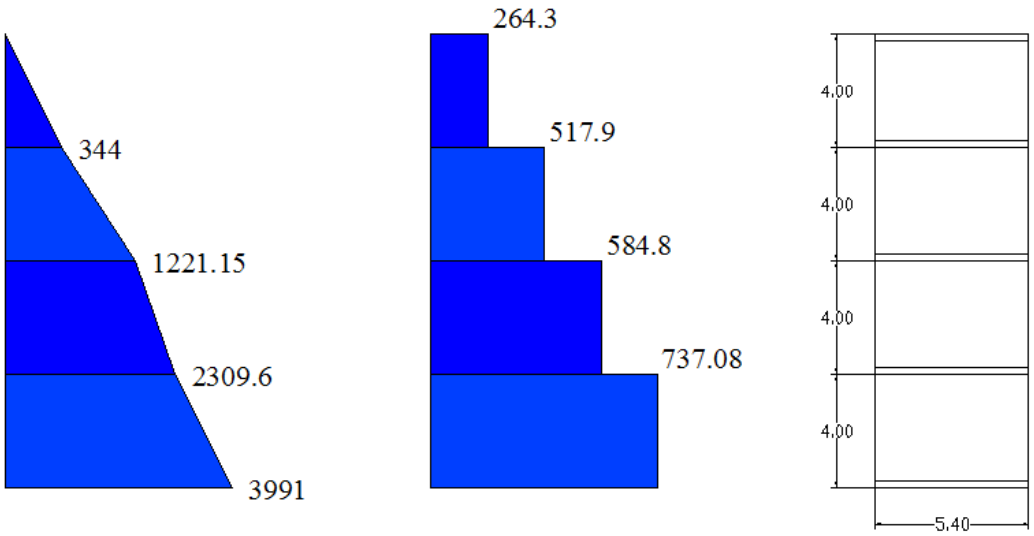


Figure (4-24) Shear and Moment Diagrams of Shearwall

Fc = 24MPa

Fy = 420 MPa

t=25 cm .shear wall thickness

Lw = 5.4 m .shear wall width

Hw for one wall = 4 m story height

4 .15.1: Design of shear

$$\sum Fx = Vu = 737.08KN$$

4.15.2: Design of the Horizontal reinforcement:

The critical Section is the smaller of:

$\frac{lw}{2} = \frac{5..4}{2} = 2.7m \ldots\ldots \quad control$

$\frac{hw}{2} = \frac{16}{2} = 5m$

$storyheight = 4m$

$d = 0.8 \times lw = 0.8 \times 5.4 = 4.32m$

$$\emptyset V_{nmax} = \emptyset \frac{5}{6} \sqrt{f_c'} hd$$
$$= 0.75 * 0.83 * \sqrt{24} * 250 * 4320 = 3306.8KN > V_u$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} hd = \frac{1}{6} \sqrt{27} * 250 * 4320 * 10^{-3} = 881.8KN \ldots . cont$$

$$V_c = 0.27 \sqrt{f_c'} hd + \frac{N_u d}{4 l_w} = 0.27 \sqrt{24} * 250 * 4320 + 0 = 1428.5KN$$

$$\frac{3991 - 2309.6}{4} = \frac{M_u - 2309.6}{4 - 2.7} \Longrightarrow M_u = 2856.1KN.m$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{2856.1}{737.08} - \frac{5.4}{2} = 1.17$$

$$V_c = \left[0.05 \sqrt{f_c} + \frac{l_w \left(0.1 \sqrt{f_c'} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] hd \quad = \left[0.05 \sqrt{24} + \frac{5.4 \left(0.1 \sqrt{24} + 0 \right)}{1.17} \right] 250 * 4320$$
$$= 2706.5KN$$

$$Vs = Vn - Vc$$

$$= (737.08 / 0.75) - 881.8 = 100.9KN$$

$$\frac{A_s}{S} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{100.9 * 10^3}{420 * 4320} = 0.0556 mm^2/mm$$

$$\rho = \frac{A_s}{s * h} = \frac{0.0556}{250} = 0.00022 < 0.0025$$

Use ϕ10 As=78.5 mm^2

$$\rho = \frac{2 * 78.5}{S * 250} = 0.0025 \Longrightarrow S = 251mm$$

Max. Spacing

$$\frac{l_w}{5} = \frac{5.42}{5} = 1.085\ m$$

$$3h = 3 * 250 = 0.75m$$

450 mm……cont.

Use ϕ10@250mm in tow layer

4.15.3 : Design for Vertical reinforcement :-

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{16}{5.4} = 2.9$$

$\rho_{vmin} > 0$

Select Φ 10 @250mm. In tow layer

4.15.4 : Design of bending moment :

$$A_{st} = \left(\frac{5400}{250}\right) * 2 * 78.5 = 3391.2mm^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{3391.2}{5400 * 250}\right)\frac{420}{24} = 0.044$$

$$\alpha = \frac{P_u}{l_w h f_c'} = 0$$

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.044 + 0}{2 * 0.044 + 0.85 * 0.85} = 0.054$$

$$\emptyset M_n = \emptyset\left[0.5A_{st} f_y l_w (1 + \frac{P_u}{A_{st} f_y})(1 - \frac{c}{l_w}\right]$$

$$= 0.9[0.5 * 3391.2 * 420 * 5400(1 + 0)(1 - 0.054)] = 3274.2KN.m < Mu$$

Try ϕ12@250 mm

$$A_{st} = \left(\frac{5400}{250}\right) * 2 * 113.1 = 4885.9mm^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{4885.9}{5400 * 250}\right)\frac{420}{24} = 0.063$$

$$\alpha = \frac{P_u}{l_w h f_c'} = 0$$

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.063 + 0}{2 * 0.063 + 0.85 * 0.85} = 0.074$$

$$\emptyset M_n = \emptyset \left[0.5 A_{st} f_y l_w (1 + \frac{P_u}{A_{st} f_y})(1 - \frac{c}{l_w} \right]$$
$$= 0.9[0.5 * 4885.9 * 420 * 5400(1 + 0)(1 - 0.074)] = 4617.5KN.m > Mu$$

→ use ϕ12@250 mm for vertical reinforcement

5

الفصل الخامس

الملاحق

5.1 Appendix A : Architectural Drawings

5.2 Appendix B : Structural Drawings

5.3 Appendix C

5.4 النتائج

5.5 التوصيات

5.6 المصادر والمراجع

Appendix A : Architectural Drawings 5.1

Appendix B : Structural Drawings 5.2

Appendix C : 5.3

TABLE 9.5(a)—MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

	Minimum thickness, h			
	Simply supported	One end continuous	Both ends continuous	Cantilever
Member	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections.			
Solid one-way slabs	$\ell/20$	$\ell/24$	$\ell/28$	$\ell/10$
Beams or ribbed one-way slabs	$\ell/16$	$\ell/18.5$	$\ell/21$	$\ell/8$

Notes:
Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density w_c = 2320 kg/m^3) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:
a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c, in the range 1440-1920 kg/m^3, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.
b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

Table (MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

جدول (1)

الأحمال الحية للأرضيات و العقدات وفقا للكود الأردني

نـوع المبـنى		الاستعمال (الاشغال)	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عـام	خـاص		كن/م2	كـن
المباني السكنية والخاصة	المنـازل والبيـوت والشـقق السكنيـة والأبنية ذات الطـابق الواحـد.	جميع الغرف بما في ذلك غرف النوم والمطابـخ وغرف الغسيل وما شابه ذلك	2.000	1.400
	الفنـادق والموتيـلات والمستشفيات	غـرف النـوم	2.000	1.800
	منـازل الطلبـة ومـا شابهها	غرف وقاعات النوم	2.000	1.800
المباني العامة	القاعات العامة وقاعات التجمع والمساجد والكنائس وقاعات التدريس والمسارح ودور السينما وقاعات التجمع في المدارس والكليات والنوادي والمدرجات المسقوفة والقاعات الرياضية المغلقة	مقاعد ثابتة مقاعد غير ثابتة	4.000 5.000	- 3.600
	نادي رياضي	-	5.000	-
	غرف المطالعة في المكتبات	من دون مستودع كتب مع مستودع كتب	2.500 4.000	4.500 4.500

5.4 : النتائج :

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.

2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.

3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.

4. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي $400\ KN/m^2$.

5. لقد تم استخدام نظام عقدات (Two-Way Ribbed Slab) في جميع العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ. كما تم استخدام نظام عقدات (Two-Way Ribbed Slab) في اجزاء معينة من الطوابق .

6. برامج الحاسوب المستخدمة :

هناك عدة برامج حاسوب تم استخدمها في هذا المشروع وهي:

a) AUTOCAD 2013/2007: و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b) ETABS: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
c) STAAD PRO: وذلك لإجراء التحاليل الإنشائية لبعض العناصر الإنشائية.
d) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
e) SAFE: لتصميم بعض العناصر الإنشائية.
f) (Office XP): تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.

7. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.

8. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

5.5 : التوصيات :

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم. حيث نود هنا ـ من خلال هذه التجربة ـ أن نقدم مجموعة من التوصيات، نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن يخطط لاختيار مشاريع ذات طابع إنشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم إختيار مواد البناء مع تحديد النظام الإنشائي للمبنى. ولابد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحمل تربة الموقع، من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق الهندسي المعماري. ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة، بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في كافة أنحاء المبنى؛ ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.

5.6 : المصادر والمراجع :

1. American Concrete Institute (A.C.I), **Building Code Requirement For Structural Concrete** (ACI-318M-08).
2. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 2006م.
3. إبراهيم عابد – عمر أبو عرام- نوح زيدات , " التصميم الإنشائي لمعهد الدراسات المالية و المصرفية" ، مشروع تخرج استكمالاً لمتطلبات درجة البكالوريوس ، جامعة بوليتكنك فلسطين ، الخليل ، فلسطين ، 2012م.