بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمبنى سفارة دولة فلسطين في السويد

فريق العمل :-

موسى عوض سالم جمعه

إشراف :-

د.نافذ ناصر الدين

الخليل- فلسطين

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمبنى سفارة دولة فلسطين في السويد

فريق العمل :-

موسى عوض سالم جمعه

إشراف :-

د.نافذ ناصر الدين

الخليل- فلسطين

جامعة بوليتيكنك فلسطين
الخليل-فلسطين
كلية الهندسة و التكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع :-
التصميم الإنشائي لمبنى سفارة دولة فلسطين في السويد

أسماء الطلبة :-
موسى عوض سالم جمعه

بناء على نظام كلية الهندسة والتكنولوجيا وإشراف ومتابعة المشرف المباشر على المشروع وموافقة أعضاء اللجنة الممتحنة تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية و المعمارية وذلك للوفاء بمتطلبات درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني.

توقيع المشرف

.....

توقيع اللجنة الممتحنة

....

توقيع رئيس الدائرة

.....

إهـــــــــــــــــــــــداء

إلى كل من علمني حرفا
إلى من لهم الفضل **لأصل** إلى **ما أنا** فيه
إلى من سكنوا سويداء القلب وخلايا العقل
إلى **أبي وأمي**
إلى **إخوتي الأعزاء**
إلى أهلي وعشيرتي
إلى أساتذتي
إلى زملائي وزميلاتي
إلى الشموع التي تحترق لتضئ للآخرين
إلى كل من علمني حرفا
إلى من كانوا يضيئون لي الطريق
ويساندوني ويتنازلون عن حقوقهم
لإرضائي والعيش في هناء

إخوتي
أحبكم حتى النخاع

أهدي هذا البحث المتواضع راجياً من المولى
عز وجل أن يجد القبول والنجاح

الشكر والتقدير

إن الشكر والمنة لا تليق إلا لواهب العقول و منير الدروب لله عز وجل
.

كما ونتقدم بجزيل الشكر والامتنان
إلى بانية الجيل الواعد ...جامعة بولتيكنيك فلسطين .
إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.
إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ....بطاقمها التدريسي و
الإداري.
إلى المشرف على هذا البحث **الدكتور** ....نافذ ناصر الدين
,والشكر واصل لكل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع .
فريق العمل

التصميم الإنشائي لمبنى سفارة دولة فلسطين في السويد

فريق العمل:

موسى عوض سالم جمعه

جامعة بوليتكنك فلسطين- ٢٠١٢م

إشراف:

د.نافذ ناصر الدين

ملخص المشروع

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لمبنى سفارة دولة فلسطين في السويد ,مشتملاً على كافة المرافق الخدماتية التي يتطلبها أي مبنى سفارة.

يتكون المبنى من طابقين، ويتميز التصميم المعماري للمشروع بأنه تم بأسلوب يقوم على تعدد الكتل الفراغية وتوزيعها بشكل متناسق من الناحية الجمالية والوظيفية ، إضافة إلى أنه تم الاهتمام من قبل المصمم المعماري عند توزيع الكتل بتوفير الراحة وسهولة وسرعة الوصول للمستخدمين ، وتكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية في المبنى مثل الجسور والأعمدة والجسور المدلى والبلاطات الخرسانية وغيرها.

سيتم التصميم - إن شاء الله - بناءا على متطلبات كود الخرسانة الأمريكي (ACI _318) وستتم الاستعانة ببعض برامج التصميم الإنشائية وبرامج الرسم مثل Autocad2007, Office2007 , Atir وغيرها ومن الجدير بالذكر انه سيتم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية وسيتم الاطلاع على بعض مشاريع التخرج السابقة، و سيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من حيث تحديد و تحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر و إعداد المخططات.

والله ولي التوفيق

The Structural Design of Palestine Embassy in Sweden

WORKING TEAM:

Mousa Awad **Salem Jumaa**

Palestine Polytechnic University -2012

SUPERVISOR:

D . NAFEZ NASERAL_DEN

Project Abstract

Description Of Graduation Project "structural design for Embassy of Palestine in Sweden"

The idea of the proposed project architecturally reflect the ideas Palestinian Architecture by finding the Embassy of Palestine in Sweden.
We'll do full structural design for this proposed project and we will specify the structural system for columns and footing and slabs and beams . Embassy building consists of two floors " the ground and first ".
The area of the ground floor is 1300 sqr meter , and the area of the first floor is 940 sqr meter , the total area of the building amounted to 2440 sqr meter.

فهرس المحتويات

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	I
نسخة عن صفحة العنوان	Ii
شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	Iii
الإهداء	Iv
الشكر و التقدير	v
ملخص المشروع باللغة العربية	vi
ملخص المشروع باللغة الإنجليزية	vii
فهرس المحتويات	viii
الفصل الأول : المقدمة	1
١.١ المقدمة	2
١.٢ أهداف المشروع	2
١.٣ مشكلة المشروع	2
١.٤ حدود مشكلة المشروع	3
١.٥ المسلمات	3
١.٦ فصول المشروع	3
١.٧ اجراءات المشروع	3
الفصل الثاني : الوصف المعماري	5
٢.١ تمهيد	6
٢.٢ فكرة المشروع	7
٢.٣ فكرة الموقع العام	9
٢.٤ وصف المبنى	١٠

٢.٤.١ الطابق الارضي ١٠
٢.٤.٢ الطابق الاول ١٠

٢.٥ وصف الواجهات 11
١ الواجهة الشرقية 11
٢ الواجهة الغربية 12
٣ الواجهة الشمالية 12
٤ الواجهة الجنوبية 13

الفصل الثالث : الوصف الإنشائي 14
٣.١ مقدمة 15
٣.٢ هدف التصميم الإنشائي 15
٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى 15
٣.٣.١ الأحمال 16
٣.٣.٢ الأحمال الميتة 16
٣.٣.٣ الأحمال الحية 17
٣.٣.٤ الأحمال البيئية 17

٣.٣.٤.١ الرياح 17
٣.٣.٤.٢ الثلوج 17
٣.٣.٤.٣ الزلازل 18
٣.٤ الاختبارات العملية 18
٣.٥ العناصر الإنشائية 19
٣.٥.١ العقدات 20
٣.٥.١.١ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد 20
٣.٥.١.٢ عقدات العصب ذات الاتجاهين 21
٣.٥.١.٣ العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد 19
٣.٥.١.٤ العقدات المصمتة ذات الاتجاهين ٢1
٣.٥.٢ الجسور 22
٣.٥.٣ الأعمدة 23
٣.٥.٤ الجدران الحاملة (جدران القص) 24
٣.٥.٥ الأساسات 25
٣.٥.٦ الأدراج 27

28 Chapter 4 : Structural Design & Analysis
29 4.1 Introduction
30 4.2 Determination of Slab thickness
30 4.3 Determination of dead load

31 4.3.2 Determination of factored dead & live loads
31 4.4 Design of topping
32 4.5 Design of rib 2

40 4.6 Design of beam 25
٤٩ 4.7 Design of Long Column (C18)
٥٢ **٤.8 Design of Isolated Footing (F18) :**
٥٨ **4.9 Design of strip footing:**
٦١ **4.10Design of Stairs**
٦٦ **6.11 Design Of Shear Wall**
٦٩ **الفصل الخامس : النتائج والتوصيات**

فهرس الجداول

جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع 4
جدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة 16
جدول (٣-٢) الأحمال الحية 17
جدول (٣-٣) قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر 18

33 Figure (4-3): Rib 2 geometry.
33 Figure (4-5) : loading of Rib 2
33 Figure (4-6) : Moment Envelop of rib2.
34 Figure (4-7) : Shear Envelop of rib 2.
41 Figure (4-8) : Beam (25) Geometry.
41 Figure (4-9) : loading of Beam (25).
42 Figure (4-10): Moment Envelop for Beam (25).
42 Figure (4-11): Shear Envelop for Beam (25).

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.
- fc' = compression strength of concrete .
- fy = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- h = overall thickness of member.
- LL = live loads.
- 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 .

بسم الله الرحمن الرحيم

1

الفصل الأول

المقدمة

١.١ المقدمة .

١.٢ أهداف المشروع .

١.٣ مشكلة المشروع .

١.٤ حدود مشكلة المشروع .

١.٥ المسلمات .

١.٦ فصول المشروع .

١.٧ إجراءات المشروع .

١.١ المقدمة :-

إذا تناولنا بصفة عامة لوجدنا أن الهندسة هي الجسد الذي يجمع بين الادوات التقنية المتاحة والانشطة والمعرفة ، فهي النشاط الاحترافي الذي يستخدم التخيل والحكمة والذكاء في تطبيق العلوم والتكنولوجيا والرياضيات و الخبرة العملية لكي تستطيع ان تصمم وتنتج وتدير العمليات التي تتناسب واحتياجات البشرية .

فالهندسة المدنية عموما هي الوسيلة الوحيدة التي تجعل من العالم مكانا انسب واصلح للعيش فيه .

وهندسة المباني هي مجال هندسي يتعامل مع تصميم المنشآت التي تدعم أو تقاوم الأحمال. وعادة ما تعتبر هندسة المباني تخصصاً داخل الهندسة المدنية، إلا أنه يمكن دراستها على حدة، تعنى بدراسة التحليلات النظرية والتصاميم لكافة أنواع المنشئات وتطبيقاتها آخذين بنظر الاعتبار كافة التأثيرات الاستاتيكية والديناميكة وعلاقتها بكافة تأثيرات البيئة من رياح وزلازل وظروف الطقس المختلفة.

والمهندس المدني هو الذي يقوم بالتصميم والتنفيذ والاشراف على التنفيذ للمشروعات المختلفة ،ويكمن دوره الفعال في ارتباط عمله ارتباطا وثيقا بارواح البشر .

والمهندس هو من يصمم وينشئ الملاذ الأمن لرجل عائد إلى بيته بعد يوم طويل مرهق ومتعب وهو ذاته من يجمع الناس تحت سقف واحد في حدث موسيقي هنا وأخر رياضي هناك ، بكل اختصار المهندس هو من يظهر أو على الأقل من يحاول أن يظهر الجمال المدفون وراء وجه الطبيعة.

١.٢ أهداف المشروع :-

نأمل من هذا البحث بعد إكماله أن نكون قد وصلنا إلى الأهداف التالية:

١. القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري.
٢. القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
٣. تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة .
٤. إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي ومقارنتها مع الحل اليدوي.

١.٣ مشكلة المشروع :-

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة لمبنى سفاره فلسطين في السويد الذي تم اعتماده ليكون ميدانا لهذا البحث ، وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور ....الخ. بتحديد الأحمال الواقعة عليه ، ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها ، مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ ، ومن ثم سيتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ، لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ .

١.٤ حدود مشكلة المشروع :-

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط ، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الاول و الثاني من السنة الدراسية ٢٠١٢/٢٠١٣ من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الاول و مشروع التخرج في الفصل الثاني .

١.٥ المسلمات :-

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08) .
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir,stad pro,etabs,…etc)
٣. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point.

١.٦فصول المشروع :-

يحتوي هذا المشروع على ستة فصول وهي:

١- الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه....
٢- الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.
٣- الفصل الثالث : يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
٤- الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.
٥- الفصل الخامس: النتائج و التوصيات .

١.٧ إجراءات المشروع :-

١) دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.

٢) 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.

٣) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

٤) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

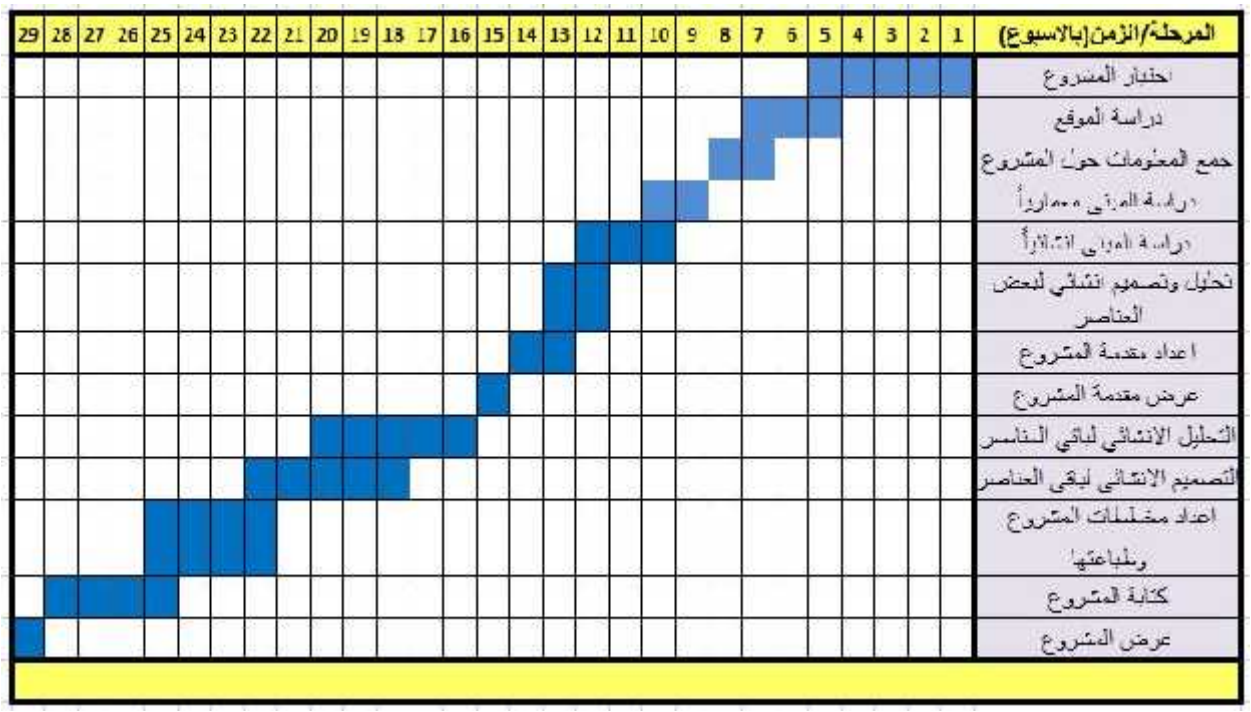
٥) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.

٦) 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 (١-١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (٢٠١٣/٢٠١٢)



2

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

٢.١ تمهيد

٢.٢ فكرة المشـــــــــروع

٢.٣ فكرة الموقع العام

٢.٤ وصف المبنى

2.1 تمهيد :-

مع تطور فلسطين من ارض تحوي شعب إلى دولة وكيان قائم بمؤسساته السياسية والاقتصادية والثقافية , دعت الحاجة إلى التفكير في مستقبل هذا الكيان وفي علاقاته الخارجية والتي هي المقوم الأساسي الذي تعتمد عليه فلسطين لتعميق وتوطيد العلاقات مع الدول الأخرى لتدعيم الموقف الفلسطيني والقضية الفلسطينية في الخارج.

ولتجسيد الوجود الفلسطيني فان فكره اقامه مبنى لسفارة فلسطين في السويد قائمه على تجسيد الهوية المعمارية الفلسطينية في الخارج ، حيث إن الوجود المعماري الفلسطيني في الخارج يمثل الفلسطينيين كشعب له ارض وله دوله وله كيان مستقل .

اعتمد تصميم هذا المبنى على العناصر المعروفة للمؤسسات الدبلوماسية " مباني السفارات" وقد تم الاهتمام بالفراغ الداخلي المهم والمرتبط بجميع عناصر المبنى الأفقية والعمودية ،وتم التركيز على الناحية الدبلوماسية حيث يحتوي الطابق الأرضي على بهو استقبال للوفود الدبلوماسية وصاله للمناسبات وبصفة عامة فان المبنى يحاول تجسيد الوجود الفلسطيني في السويد من خلال إظهار الطابع المعماري الفلسطيني ، بالاضافه إلى خدمه الفلسطينيين في السويد حيث ضم المبنى جميع العناصر الخدمية التي تهم المراجعين

كما روعي في المبنى احتياجات البعثة من قاعة كبرى لإقامة الاحتفالات في المناسبات الرسمية والمؤتمرات إلى جانب قاعات أخرى مُعدة للاجتماعات.

كما تم مراعاة الجانب الأمني في مبنى السفارة ، حيث إن للسفير مدخل منفصل عن مداخل الجمهور والموظفين وذلك لتوفير الأمن للسفير.

2.2 فكرة المشروع :-

تعتمد فكره المشروع على إظهار الطابع المعماري العربي و الفلسطيني التقليدي والذي يظهر من خلال العناصر المعمارية والفتحات التقليدية كما تضمن ربط العمارة الفلسطينية التقليدية بالعمارة الحديثة من خلال استخدام العناصر الحديثة والمواد الحديثة مثل الزجاج والحديد كما تمثل أيضا في استخدام الأسقف التي تم توزيعها بالطرق الحديثة .

ويعمل المشروع على إيجاد علاقة بين التراث الفلسطيني والحضارة الغربية من خلال ربط العلاقات بين فلسطين والسويد ويتمثل هذا الربط باختلاف أنواع المواد المستخدمة في الإنشاء وتناقض الأشكال.

وتقوم فكره الواجهات على تجسيد الهوية المعمارية الفلسطينية وتطل الواجهة الرئيسية على الشارع وتتضمن العناصر المعمارية التصميمية للحصول على مشهد معماري من الشارع الرئيسي.

ونرى كيف تمثل الواجهة الرئيسية الطابع المعماري الفلسطيني العربي التقليدي من حيث استخدام الأقواس التي تمثل رمز للعمارة العربية الاسلاميه .

صورة توضيحية لاستخدام الاقواس في الواجهات

المصدر : المهندس المعماري

الصوره التاليه تبين الموقع العام وطرق الوصول **إلى مبنى السفارة**:

2.3 فكرة الموقع العام :-

الموقع العام للمشروع يعتمد **بالأساس** على خدمه الفلسطينيين المتواجدين في السويد حيث **أن** موقع المشروع يقع في **العاصمة** استكهولم بالقرب **من** الممثليه الفلسطينية في السويد وكذلك بالقرب من سفارات الدول **الأخرى** .

كما يرى الداخل **للسفارة برج ساعة** والذي يمثل احد رموز **العمارة** الفلسطينية بحيث يكتمل مشهد الموقع العام بتمثيل فلسطين معماريا ، كما يحتوي على مواقف للسيارات وعلى حديقة **للسفارة** .

يحد ارض المشروع من الشمال حديقة السور ومن الشمال الشرقي فندق بالاضافه **إلى** مساحه خضراء من الجهتين الشرقية والجنوبية .

وتقع للسفارة على شارعين رئيسي وفرعي وذلك يوفر سهوله الوصول والتعرف على موقعها.

صورة الموقع العام

المصدر: المهندس المعمار ي

2.4 وصف المبنى :-

2.4.1 دراسة عناصر المشروع :

2.4.1.1 المساقط الأفقية :-

الدور الأرضي يحتوي على الجانب الدبلوماسي والجانب الملحق فيشتمل على بهو استقبال وصالون استقبال وانتظار للمراجعين

ومكاتب للموظفين ومكاتب خدمات ومكاتب للأمن

وصاله ومخزن وقاعه متعددة الأغراض بالإضافة إلى

بعض الخدمات الأخرى ووسائل الاتصل العمودي كالأدراج

والمصاعد الكهربائية وتبلغ مساحته ١٣١٤ متر مربع .

مسقط الطابق الأرضي

مقياس رسم

1 : 200

الدور الاول

أما الدور الأول فيشمل الجانب القنصلي فانه يحتوي على مكاتب السفير وغرفه سكرتارية ومكاتب وخدمات للجمهور .

وتبلغ مساحته ٩٢٦م^{٢}.

توزيع المساحات على الطوابق

الطابق	الأرضي	الأول	المجموع
المساحة (م ^{2})	1314	926	2240

2.4.1.2

وصف الواجهات :-

المواد الرئيسية التي تم استخدامها في عملية البناء هي الخرسانة المسلحة ، والخرسانة العادية والفولاذ بالإضافة إلى الأنواع المختلفة من الحجر، شريطة مناسبتها لشروط مقاومة الظروف الجوية وتوفير عنصر الجمال .

١-الواجهة الشرقية :-

وهي الواجهة التي تطلع عليها الشمس وتظهر فيها العمارة العربية بشكل كبير بالإضافة الى إظهار مدخلي السفارة كما أنها تحتوي على الأشكال المقوسة بشكل كبير مع وجود تراجعات معماريه بسيطة في يمين الواجهة .

الواجهة الشرقية
مقياس رسم
200 : 1

٢- الواجهة الغربية :-

تبرز هذه الواجهة **الأقواس** بشكل كبير كما تحتوي هذه الواجهة على المدخل الرئيسي للسفارة وتطل عذه الواجهة على حديقة **السفارة**

.

الواجهة الغربية

مقياس رسم

200 : 1

٣- الواجهة الشمالية :-

يظهر في هذه الواجهة **برج الساعة** ، كما وتظهر في الواجهة **المنطقة** الزجاجية الدائرية التي تبرز جمال المبنى في الصورة أسفله

.

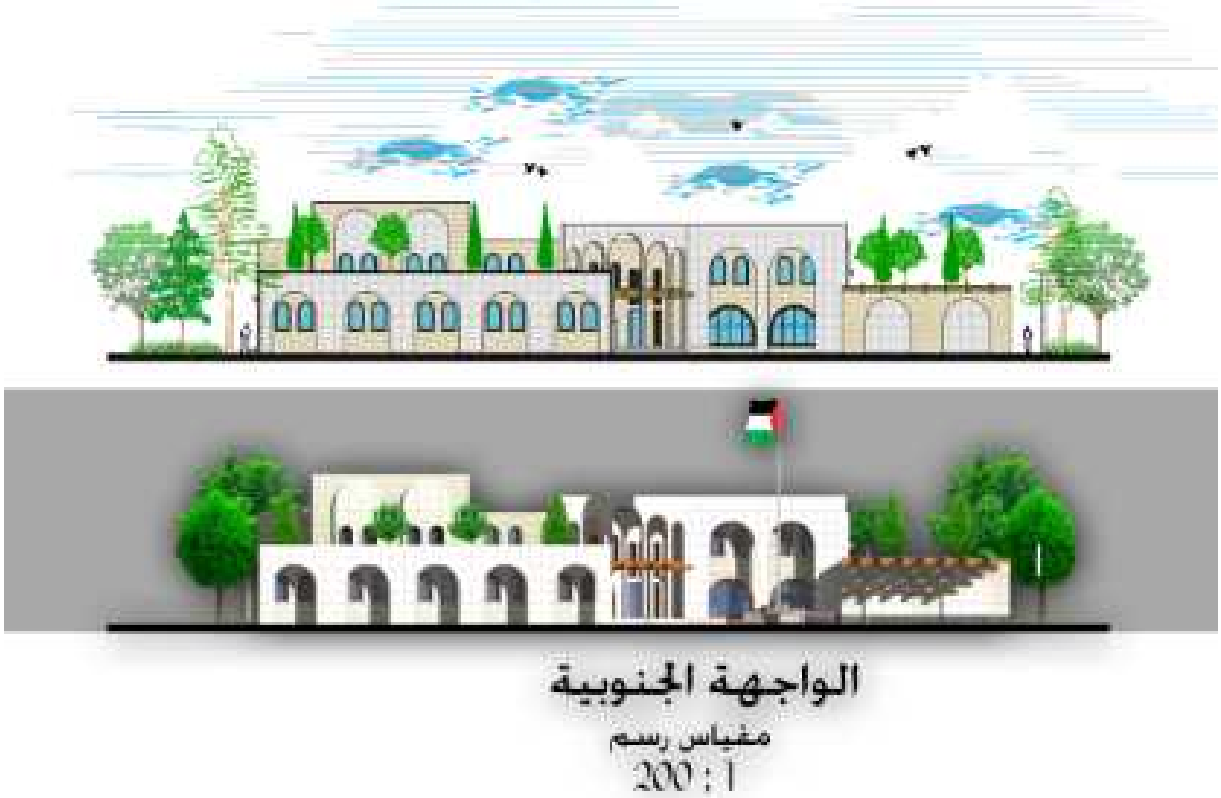
الواجهة الشمالية

مقياس رسم

200 : 1

٤- الواجهة الجنوبية :-

تظهر في هذه الواجهة التراجعات المعمارية التي تضفي جمالا عليها **وتحوي على منسوبين الطابق** الأرضي وطابق التسوية كما وتظهر المساحات الخضراء **المزروعة فوق سطح الطابق الأرضي** .



الفصل الثالث

3

الوصف الإنشائي

المحتويـــــــــات

١.٣مقدمة.

٢.٣ هدف التصميم الإنشائي.

٣.٣ الدراسات التحليلية و النظرية.

١.٣.٣ الأحمال و تصنيفها .

١.١.٣.٣الأحمال الميتة.

٢.١.٣.٣ الأحمال الحية.

٣.١.٣.٣الأحمال البيئية .

٤.٣ الاختبارات العملية

٥.٣ العناصر الإنشائية المستخدمة

١.٥.٣العقدات .

٢.٥.٣الجسور .

٣.٥.٣الأعمدة.

٤.٥.٣الجدران الحاملة (جدران القص).

٥.٥.٣ الأسلست.

٦.٥.٣الأدراج.

١.٣ مقدمة :-

إن أي عملية وصف لا تقتصر على جانب معين من جوانبه ، و إنما يكون بالوصف و التعمق في جميع تفاصيله الداخلية التي تعبر جزء لا يتجزأ منه . فعند التجول الموجز في الجانب المعماري لدار البلدية ، و التعرف عليه مقتضياته الجمالية ، كان لابد من توجيه الدراسة للتعرف على جانبه الإنشائي ، ليصبح بالإمكان تشغليه مع مراعاة السلامة و الأمان .

يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافه العناصر الانشائيه ، و الكيفية التي تقاوم فيه الأحمال التي تؤثر عليها وبالتالي كان لابد من وصف كافه هذه العناصر الإنشائية ، و التعرف عليها و على ماهية عملها ، و القوانين الهندسية و الأفكار المعمول بها ، مع مراعاة الحفاظ على الرونق المعماري المصمم له .

٢.٣ هدف التصميم الإنشائي :-

الهدف السامي من التصميم الإنشائي ، هو ولادة منشأ متكامل و مترابط ، يعمل كوحدة واحدة في مقاومة الظروف و العوامل التي يتعرض لها ، من أحمال حية و ميتة و بيئية ، و عند تصميم أي عنصر من العناصر الإنشائية ، لابد أن يراعى فيه المعايير التالية :-

- ✓ الأمان (Safety): يتم الوصول إليه من خلال اختيار العنصر الإنشائي المناسب، في المكان المناسب ، القادر على مقاومة الأحمال و الإجهادات التي يتعرض لها بأمان.
- ✓ التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق أنواع مواد البناء المستخدمة ومقاطع منسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله ، من دون المبالغة فيها .
- ✓ حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) تشوه المبنى معمارياً ، و تضعفه إنشائياً .
- ✓ الروق الجمالي المبنى.

٣.٣ الدراسات التحليلية و النظرية :-

إن عملية التحليل التي تخص الجانب الإنشائي ، تتطرق بصفة رئيسية إلى الأحمال التي تتعرض لها ، لوضع سبل مقاومتها بالشكل الإنشائي المطلوب بدقة و عناية ، و فيما يلي سرد موجز عن الأحمال و أنواعها .

١.٣.٣ الأحمال :-

تقسم الأحمال بصورة مباشرة على حسب طريقة تأثيرها **في المنشأ إلى** :-

١- الأحمال الرئيسية (**المباشرة**) :وهذه **الأحمال تتضمن** الأحمال الميتة **والأحمال** الحية والأحمال البيئية .

٢- الأحمال الثانوية (غير المباشرة) : وتشمل انكماش الجفاف للخرسانة ، والتأثير الحراري والزحف وهبوط الأساس.

لذا في جانب الحساب الإنشائي، يجب مراعاة الدقة المتناهية في عملية تمثيل الأحمال على العناصر الإنشائية على حسب التصنيف **السابق** ، فالخرسانة مثلا تمتلك معدل تمدد و انكماش مخالف تماما للحديد الذي يكون فيه.

لذا لابد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث انهيار **للمنشأة** وهذه الأحمال هي: ١)الأحمال الميتة،٢) الأحمال الحية، ٣)الأحمال البيئية.

٢.٣.٣الأحمال 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)
١	البلاط	٢٣
٢	المونة	٢٣
٣	الخرسانة	٢٥
٤	الطوب	٩
٥	القصارة	٢٣
٦	الرمل	١٨

الجدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

٣.٣.٣الأحمال الحية :-

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

١. أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
٢. الأحمال الديناميكية، كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة .
٣. الأحمال الساكنة، والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر، كأثاث البيوت ، والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة و الأثاث والأجهزة والمعدات، والجدول (٣-٢) يبين قيمة الأحمال الحية اعتماداً على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.
٤.

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
١	مواقف السيارات	5.0
٢	المخازن	5.0
٣	الأدراج	4.0
٤	المطاعم	5.0
٥	المباني السكنية	2.5

الجدول (٣-٢) الأحمال الحية

٤.٣.٣ الأحمال البيئية :-

وتتمثل في الأحمال الصادر من المصادر الطبيعية و هي :-

١) الرياح

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن. وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة. وتصمم جدران القص اعتماداً على ضغط الرياح بمقدار ($0.4\ KN/m^2$) حسب الكود الأردني.

٢) 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.

علو المنشأ عن سطح الأرض (H) (بالمتر)	أحمال الثلوج (KN /M²)
H < 250	0
500 > h > 250	(h-250) /1000
٥٠٠ <h < ١٥٠٠	٤٠٠ / (٤٠٠-h)
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

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

٣) 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.

٤.٣ الاختبارات العملية :-

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى ، عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويعنى بها جميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية ، وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة ،عند البناء عليها، وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة (Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى والفصل القادم إن شاء الله سوف يتم فحص التربة.

٥.٣ العناصر الإنشائية :-

المبنى هو عبارة عن محصلة التحام العناصر الإنشائية مع بعضها البعض ، لتصبح كتلة واحدة متكاملة لا يعتريه أي شائبة ، منتصباً أمام الأحمال التي يتعرض لها ، ومن أهم هذه العناصر، العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغيرها.

١.٥.٣ العقدات (البلاطات) :-

العقدات عبارة عن العناصر الإنشائية التي تقوم بنقل القوى الرئيسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة ،دون تعرضها إلى تشوهات .

ويوجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من البلاطات الخرسانية المسلحة ، منها مايلي :

١. العقدات المصمتة Solid Slabs .
٢. العقدات المفرغة Ribbed Slabs .

ورغم وجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع ، وتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار نوعين من العقدات كل حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام ، والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصول اللاحقة ،

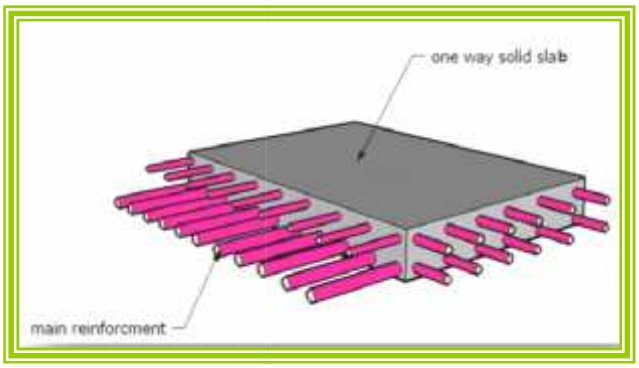
وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :-

- العقدات المركبة والمكونة من المعدن والخرسانة composite slabs
- عقدات مفرغة في اتجاه واحد One Way Rib Slabs .
- العقدات المصمتة solid slabs

١. ٣.٥.١ العقدات المصمتة Solid Slabs:-

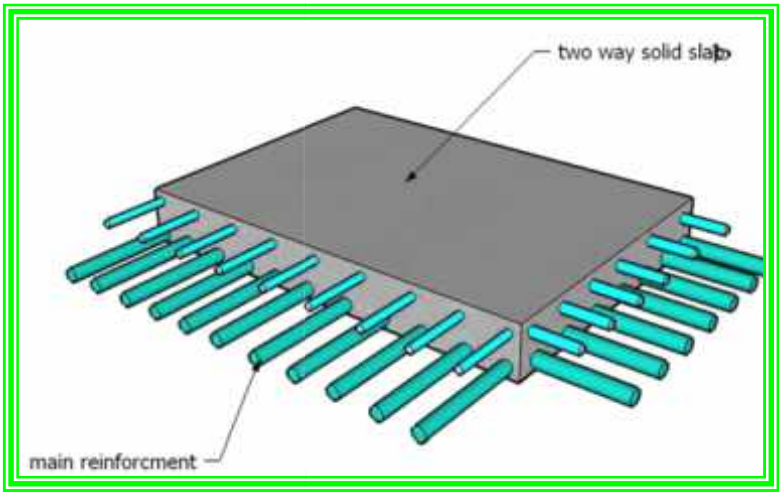
وينقسم هذا النوع إلى قسمين وهما :

أ- العقدات المصمتة في اتجاه واحد One Way Solid Slabs .



الشكل (٣- ١) عقدة مصمتة باتجاه واحد

ب- العقدات المصمتة في اتجاهين Tow Way Solid Slabs .



الشكل (٣ - ٢) عقدة مصمتة باتجاهين .

وقد تم استخدام النوع الأول من هذه البلاطات في عقدات بيت الدرج .

٣.٥.١ ٢. العقدات المفرغة Ribbed Slabs :-

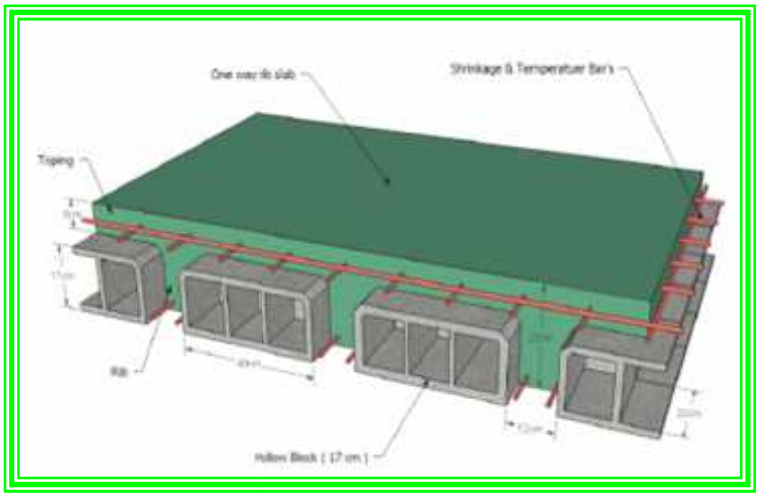
أما العقدات المفرغة فتقسم إلى قسمين هما :-

أ- عقدات عصب في اتجاه واحد One Way Rib Slabs .

ب- عقدات عصب في اتجاهين Tow Way Rib Slabs .

٢.١.٥.٣ أ- عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One Way Rib Slabs):-

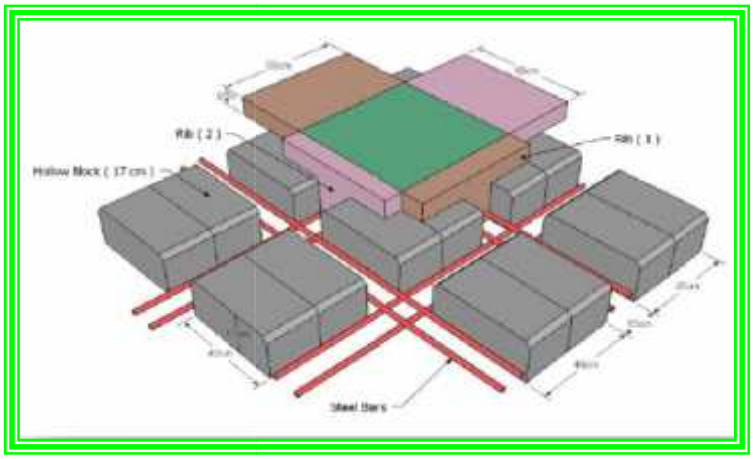
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحات بدون جسور ساقطة ، وتستخدم لبحور طويلة، ويتم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع وعقدات بيت الدرج ومطالع الدرج ، وذلك لخفة وزنها و فعاليتها .



الشكل (٣- ٣) عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

٣.١.٥.٢ب- عقدات العصب ذات الاتجاهين (Tow Way Rib Slabs):-

و عقدات العصب في اتجاهين فتستخدم في حالةالمساحات الكبيرة نسبيا ، خاصة عندما تكون مسافات البحور للعقدة مقاربة و تكون المسافات أكثر من ٦م ، ولذلك تم استخدام هذا النوع من العقدات.



الشكل (٣ – ٤) عقدات العصب ذات الاتجاهين

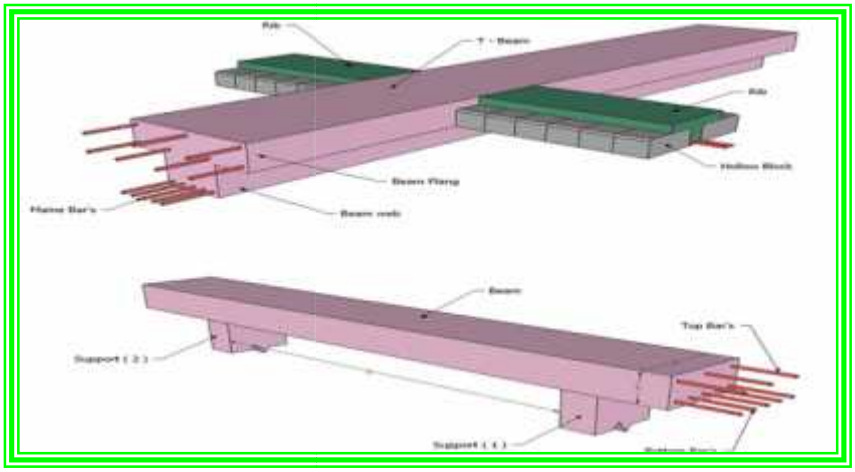
٢.٥.٣ الجسور :-

وهي عناصر إنشائية أساسية ، تقوم بنقل الأحمال من الأعصاب والعقدات المصمتة لتقوم بنقلها إلى الأعمدة، و الجسور الخرسانية على نوعين هما :-

١. **الجسور المحجورة : - عبارة عن الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة .**
٢. **الجسور الساقطة (Dropped Beam) : -**

عبارة عن تلك الجسور التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في احد الاتجاهين السفلي (Down Stand Beam) أو العلوي (Up stand Beam) بحيث تسمى هذه الجسور T-section , L –section .

ونظرا للتوزيع الجيد للقوى المؤثرة على السطح ومن ثم على الأعمدة و الجسور ،فقد تم استخدام الجسور الساقطة مع مراعاة عامل القوس(الانحناء) (Limitation of Deflection).



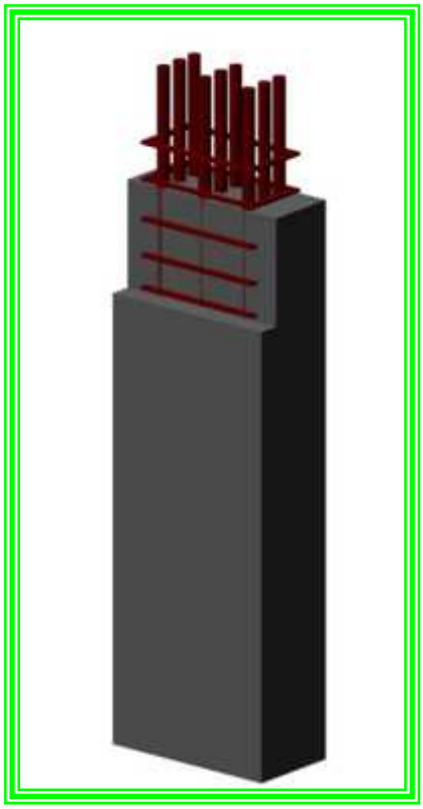
الشكل (٣- ٥) أشكال الجسور .

٣.٥.٣ الأعمدة :-

تعتبر الأعمدة العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري في نقل الأحمال وثبات المبنى . لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها .

أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين: الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة. ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل و الدائري و المضلع و المربع و المركب. وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية .

٣ -٦-أ عمود دائري



٣ -٦-ب عمود مستطيلي

الشكل(٣ –٦) يبين أنواع الأعمدة المستخدمة .

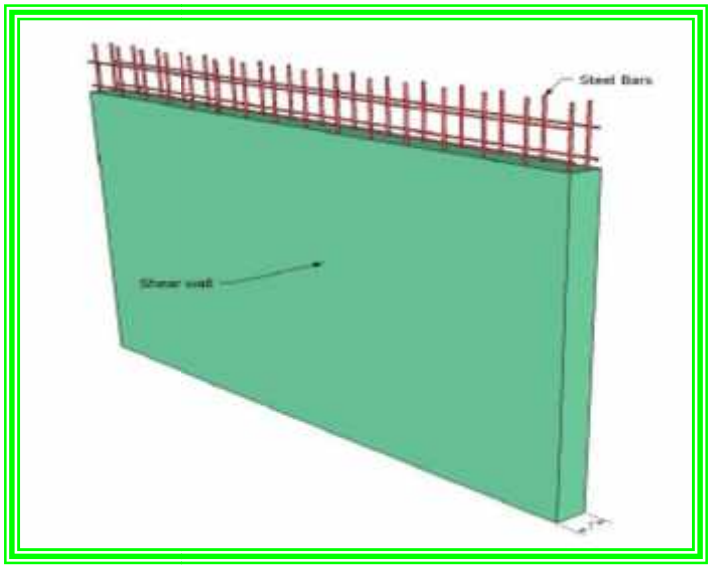
٤.٥.٣ جدران القص (Shear Wall) :-

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 .

وتعمل هذه الجدران على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل على مقاومة 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 العزوم وآثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .

وقد تم تحديد جدران القص في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى وذلك لنتمكن من تصميمها في الفصول القادمة ، وتتمثل هذه الجدران ، بجدران بيت الدرج ، وجدران المصاعد ، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى .



الشكل (٣ - ٧) جدار القص

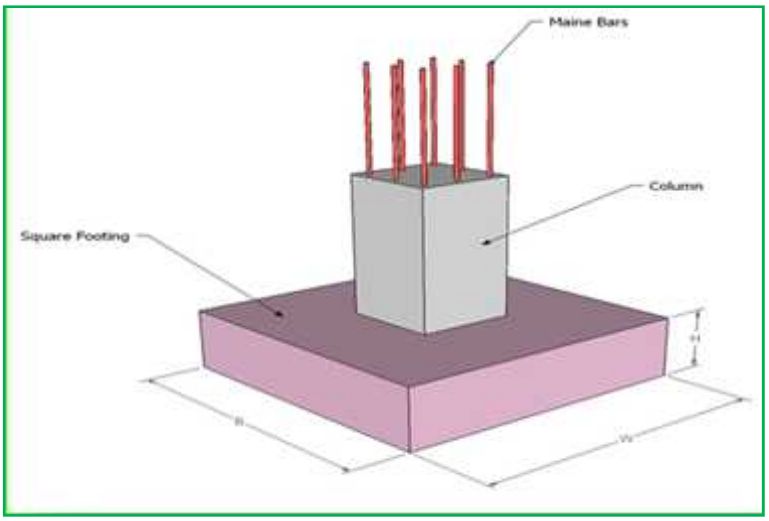
٥.٥.٣ الأساسات(Foundations) :-

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

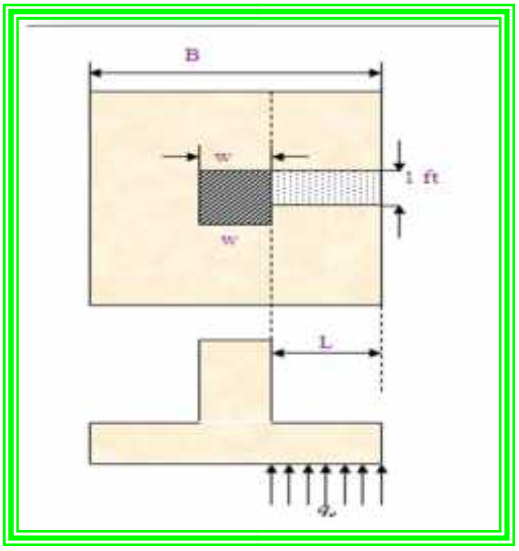
وتعتبر الأساسات حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض ، ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها **فإن الأحمال** الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات إلى التربة ويكون الأساس مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضا الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والثلوج والزلازل وأيضا الأ**حمال** الحية داخل المبنى .

وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات ، وبناءا 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** .

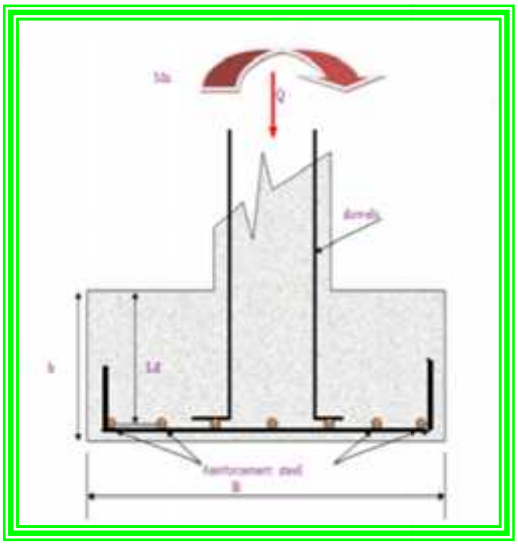
والأساس قد يكون قريبا من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي (Shallow Foundation) وقد يكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأقوى، أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى هذا النوع بالأساس العميق(Deep Foundation).



الشكل (٣-٨) :شكل الأساس المفرد .



الشكل رقم (٣-٩) مسقط أفقي للأساسات

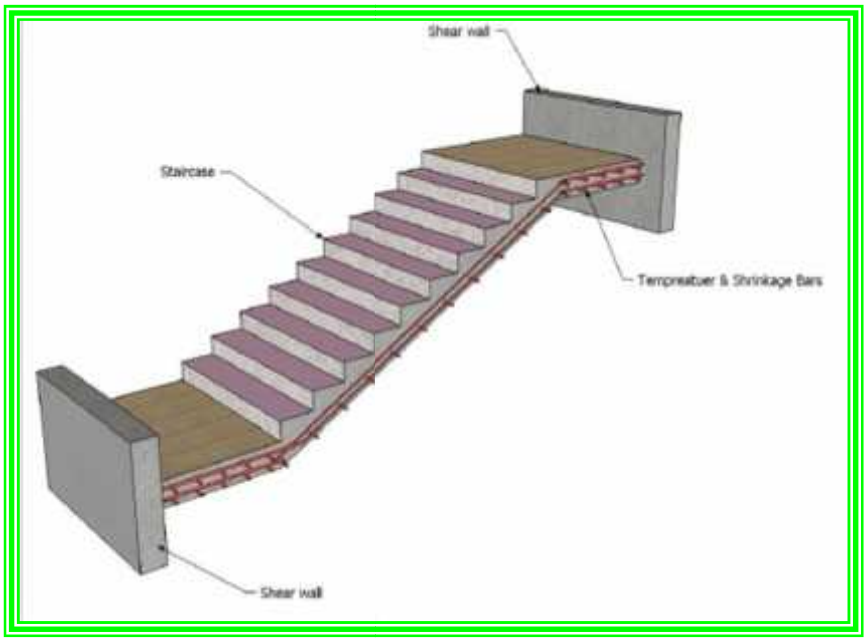


الشكل رقم (٣-١٠) قطاع طولي في الأساس

في الشكلين (٣ - ٩)، (٣- ١٠) يوضح كيفية نقل **الأحمال من المبنى إلى الأساس** عن طريق العمود ، وتوضيح عملية مقاومة التربة **للأحمال** الواقعة عليها من المبنى وأيضا توضح عملية توزيع حديد التسليح في **الأساس** .

٦.٥.٣ الأدراج(Stairs) :

الأدراج عبارة عن العنصر المسؤول عن الانتقال الراسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة . ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد ، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع ، وكذلك اخذ في عين الاعتبار في التصميم الإنشائي الأحمال الناتجة عن وزن المصاعد الكهربائي .



الشكل (٣ - ١١) مقطع توضيحي في الدرج .

الفصل الرابع

٤

Structural Analysis & Design

4-1 Introduction.

4-2 Determination of Slab Thickness.

4-3 Determination of Dead Load

4-4 Design of topping.

4-5 Design of Rib.

4-6 Design of Beam.

4.7 Design of Long Column.

٤.8 Design of Isolated Footing.

4.9 Design of strip footing.

4.10 Design of Stairs.

٤.11 Design Of Shear Wall

4.1 Introduction

The project consists of several structural elements that should be designed according to the ACI code, using the finite element method by means of computer software such as “ATIR” “safe” “etabs” for analysis and design.

4.2 Determination of the Slab thickness:

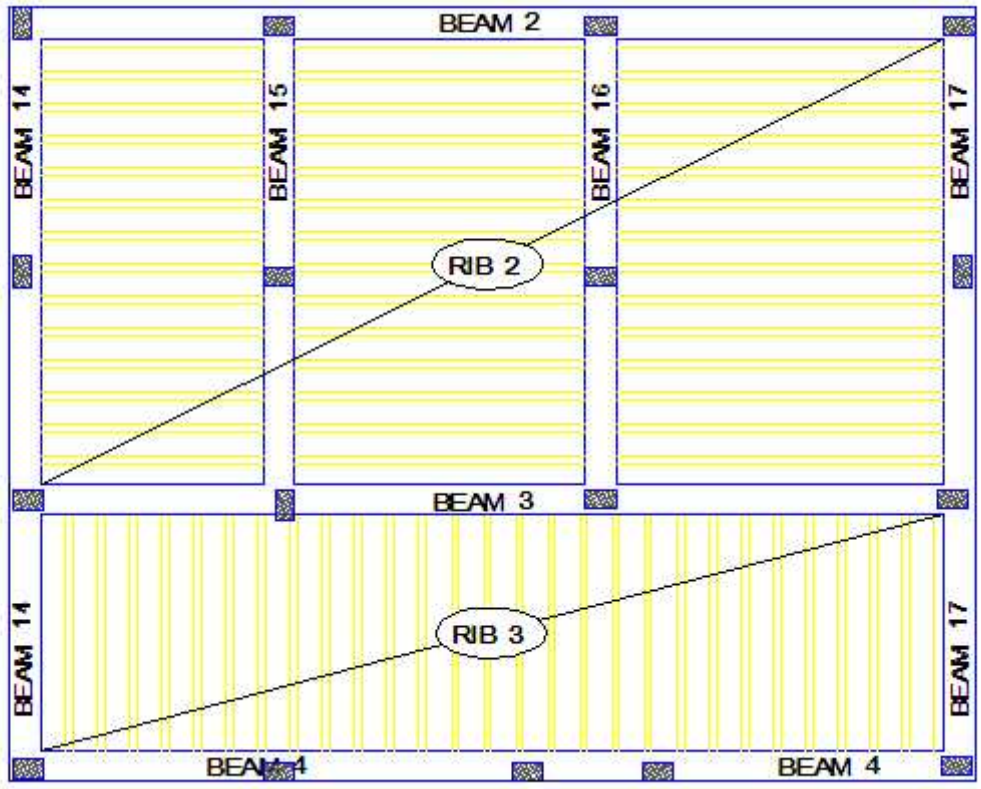


Figure (4-1): Slab.

According to ACI-Code-318-08, the minimum thickness of non-prestressed beams or one way slabs unless deflections are computed, given in table (9.5 -a), as follows:

h_{min} for Simply supported = L/16 longest simply supported is4.4 m

4400/16 = 275mm.

h_{min} for one-end continuous = L/18.5 longest one-end cont. is6.4 m

= 6400 /18.5 =345.9 mm.

h_{min} for both-end continuous = L/21 longest both-end cont. is 6.6 m

= 6600/21 =314.3mm.

Select Slab thickness h= **35** cm with 27cm block & 8cm Topping.

4-3 Determination of Dead Load :

Topping Load Calculations

material	gama	h	b	KN/m
tiles	23	0.03	1	0.69
mortar	23	0.02	1	0.46
sand	17	0.07	1	1.19
topping	25	0.08	1	2
				4.34
Live Load	5		1	5

Rib Load Calculations

material	gama	h	b	KN/m
tiles	23	0.03	0.52	0.3588
morter	23	0.02	0.52	0.2392
sand	17	0.07	0.52	0.6188
block	9	0.27	0.4	0.972
R C	25	0.27	0.12	0.81
topping	25	0.08	0.52	1.04
plaster	23	0.02	0.52	0.2392
partitions	1.5	.52	0.78	
				5.04
Live Load	5		0.52	**2.6**

4.4 Design of Topping:

Pu = 1.2 * 4.34 + 1.6 * 5 =13.21 KN/m^2. (Total Factored Load)

→ $Mu = \frac{w_u * l^2}{12} = \frac{13.21 * 0.4^2}{12}$

$= 0.176 KN.m.$

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

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

→ ¤ $* Mn = 0.55 * 2.2 = 1.21 KN.m.$

¤ $* Mn = 1.21 > Mu = 0.176 KN.m.$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement :-

→ $\rho = 0.0018$

→ $A_s = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144\ mm^2.$

0f Φ8 = $\frac{A_{s_{req}}}{A_{bar}} = \frac{144}{50.27} = 2.87$ → Spacing(S) = $\frac{1}{2.87}$ = 0.347m = 347 mm.

$\leq 380 \left(\frac{280}{fs}\right) - 2.5 * C_c \leq 380 \left(\frac{280}{fs}\right)$

$= 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} fy}\right) - 2.5 * 20 \leq 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} fy}\right)$

$= 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}\right) - 2.5 * 20 \leq 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}\right)$

$= 330$ mm. ≤ 380mm.

$\leq 3 * h = 3 * 80 = 240$ mm……..controlled.

≤ 450 mm.

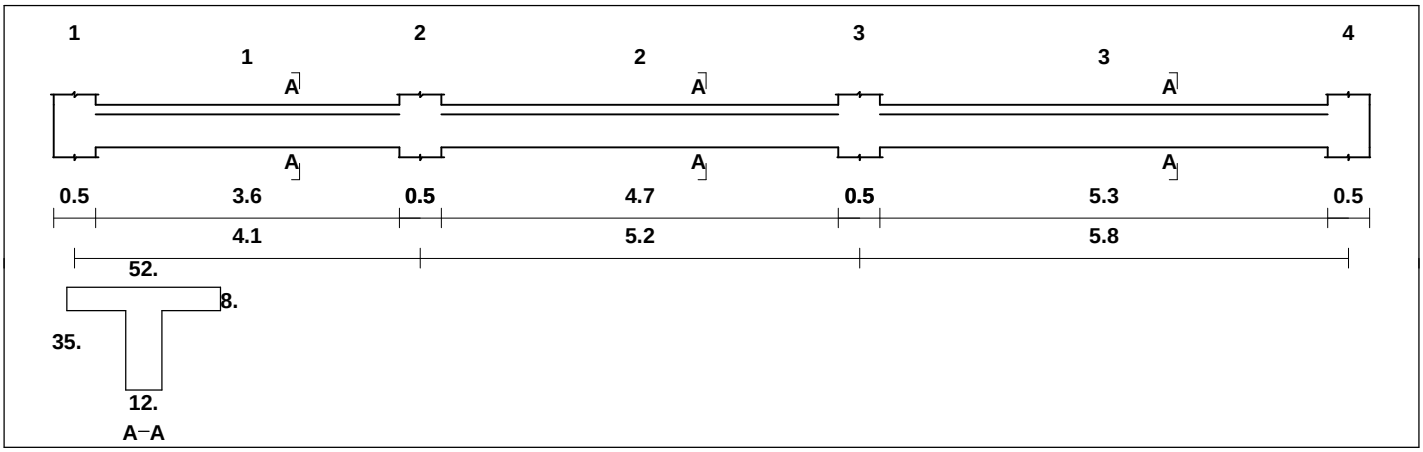
∴**Use Φ8 @ 20 Cm C/C in both directions.**

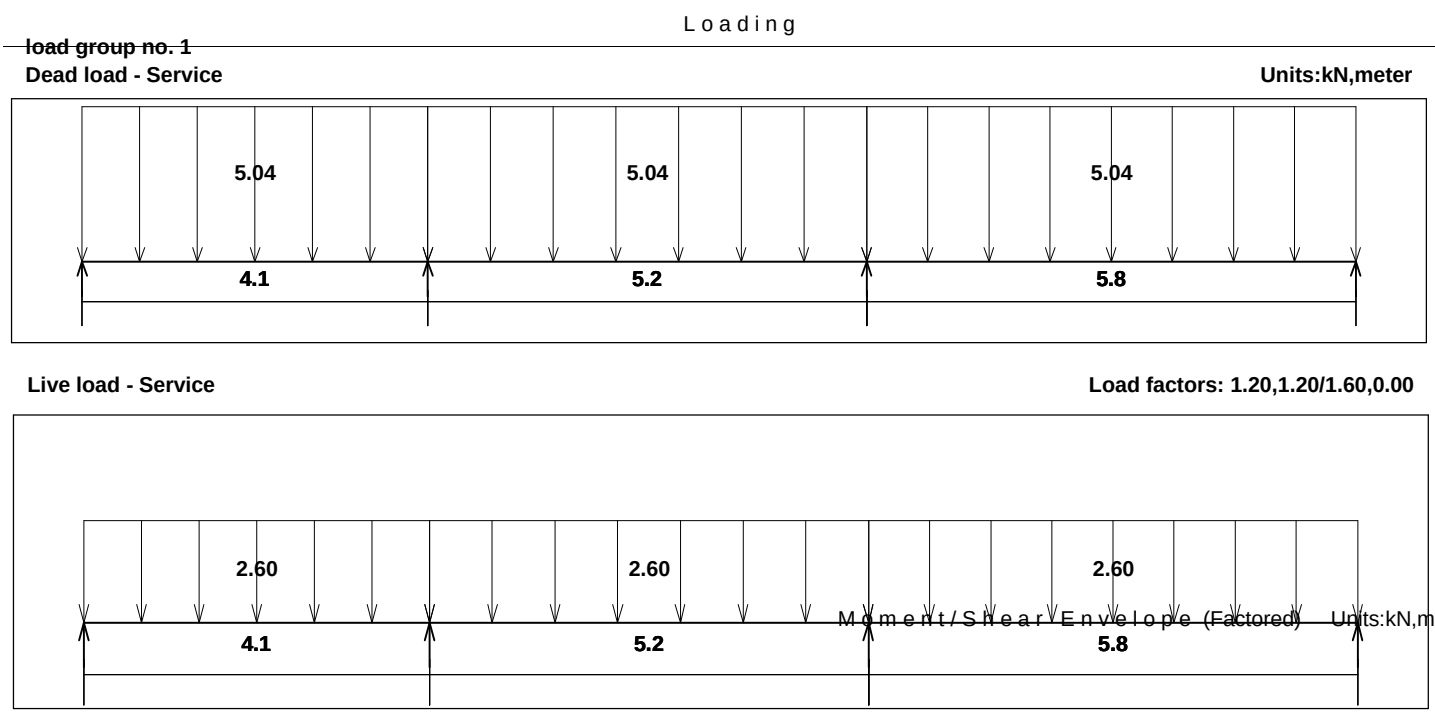
4.5 Design of Rib :

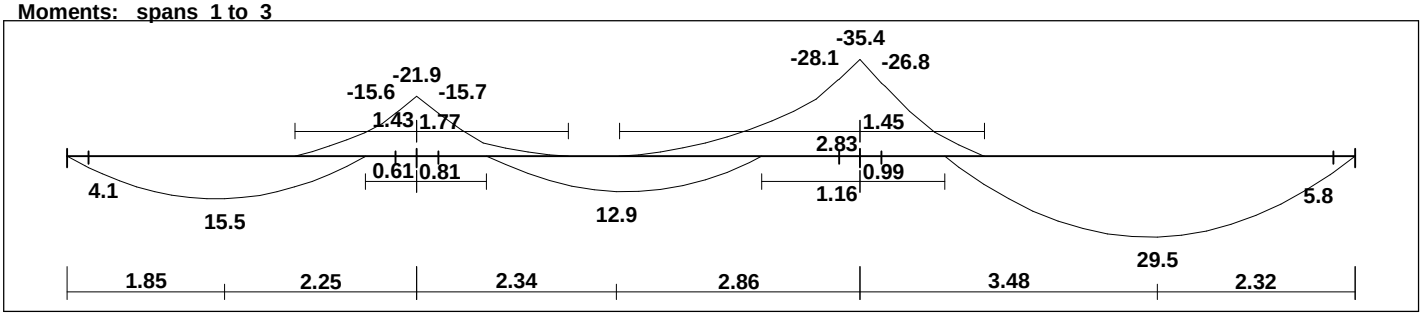
Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*5.04 = 6.048KN/m of rib.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*2.6 = 4.16 KN/m of rib.

Figure (4-2): Rib geometry.

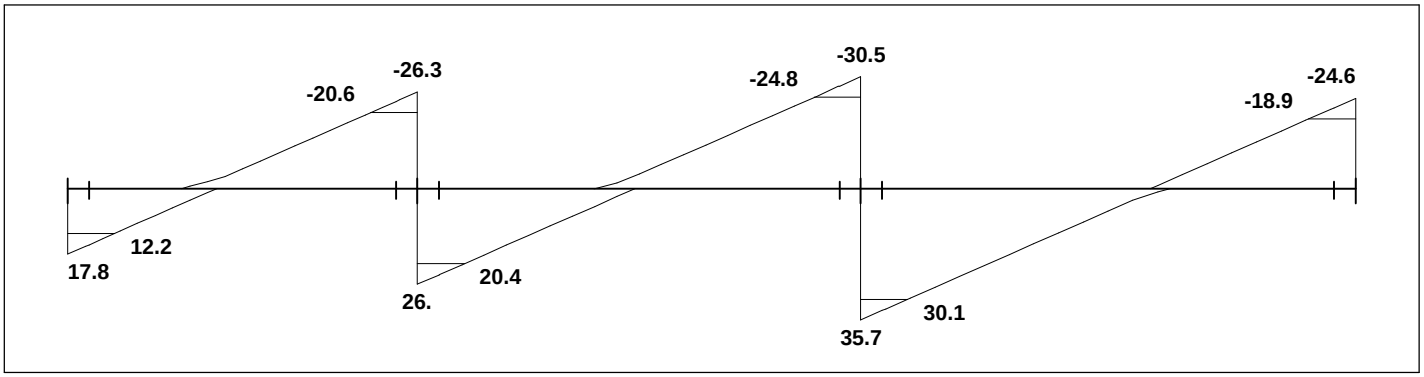






Moment/Shear Envelope (Factored) Units:kN,meter

Shear



Reactions

Factored

DeadR	**9.63**	**29.14**	**38.52**	**14.02**
LiveR	**8.2**	**23.15**	**27.65**	**10.53**
Max R	**17.83**	**52.29**	**66.17**	**24.55**
Min R	**8.07**	**36.56**	**48.82**	**13.14**
Service				
DeadR	**8.03**	**24.29**	**32.1**	**11.69**
LiveR	**5.12**	**14.47**	**17.28**	**6.58**
Max R	**13.15**	**38.75**	**49.38**	**18.27**
Min R	**7.05**	**28.92**	**38.54**	**11.13**

- **Design of flexure:-**

Design of Negative moment of rib R2:

1) Maximum negative moment $Mu^{(-)}$ = 28.1 KN.m.

Mn = Mu / ϕ = 28.1 / 0.9 = 31.2 KN.m

$m = \frac{f_y}{0.85\, f_c'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{31.2*10^{-3}}{0.12*(0.314)^2} = 2.64$ MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.64*20.6}{420}}\right) = 0.00676$

→ $A_s = \rho * b_w * d = 0.00676 * 120 * 314 = 254.72\ mm^2$.

$As_{min} = 0.25 * \frac{\sqrt{f_c'}}{(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * 120 * 314 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 314$

$= 109.88 mm^2 < 125.6\ mm^2$ …… Larger value is control.

→ $As_{min} = 125.6\ mm^2 < As_{req} = 254.72\ mm^2$.

∴ $As = 254.72\ mm^2$.

2 Φ14 = 307.9 mm^2 > As_{req} = 254.02 mm^2 . OK. *Note: $A_{\Phi 14} = 153.9\ mm^2$.

∴ **Use 2 Φ14**

→ **Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

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

307.9 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a

a = 52.83 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{52.83}{0.85} = 62.15$ mm. * Note: $f_c' = 24$ MPa< 28 MPa → $\beta_1 = 0.85$

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{314-62.15}{62.15} * 0.003 = 0.012 > 0.005$ ∴ ϕ =0.9 OK

2) Negative Moment $Mu^{(-)}$ = 15.7 KN.m.

Mn = Mu / ϕ = 15.7 / 0.9 = 17.4 KN.m

$m = \frac{f_y}{0.85\, f_c'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{17.4*10^{-3}}{0.12*(0.314)^2} = 1.47$ MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.47*20.6}{420}}\right) = 0.00364$

→ $A_s = \rho * b_w * d = 0.00364 * 120 * 314 = 137.16\ mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 314 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 314$

$= 109.88\ mm^2 < 125.6\ mm^2$ ……. Larger value is control.

→ $As_{min} = 125.6\ mm^2 < As_{req} = 137.16\ mm^2$.

∴ $As = 137.16\ mm^2$.

2 Φ10 = 157.14 mm^2 > As_{req} = 137.16mm^2 . OK. *Note: $A_{\Phi 10} = 78.6\ mm^2$.

∴ **Use 2 Φ10**

→ **Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

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

226.2 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a

a = 38.8 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.8}{0.85} =$ 45.7mm. * Note: $f_c' = 24$ MPa< 28 MPa→ $\beta_1 = 0.85$

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{314-45.7}{45.7} * 0.003 = 0.018 > 0.005$ ∴ ϕ =0.9 OK.

∴ **Use 2 Φ10 for all $Mu^{(-)} \leq$ 15.7 KN.m in rib 2.**

Design of Positive moment of rib R2 :-

d = depth - cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)

= 350 – 20 – 10 – $\frac{12}{2}$ = 314 mm.

→ $M_{u\ max}$ = 29.5 KN.m

b_E ≤ Distance center to center between ribs = 520 mm…… Controlled.

≤ Span/4 = 3600/4 = 900 mm.

≤ (16* t_f) + b_w =(16* 80) +120 =1400 mm.

→ **b_E = 520 mm.**

→ $M_{nf} = 0.85\, f_c' * b_E * t_f * \left(d - \frac{t_f}{2}\right)$

$= 0.85 * 24 * 0.52 * 0.08 * \left(0.314 - \frac{0.08}{2}\right) * 10^3 = 232.53\ KN.m$

ϕM_{nf} = 0.9 * 232.53 = 209.27 KN.m

→ ϕM_{nf} =209.27 KN.m >> $M_{u\ max}$= 29.5 KN.m.

∴ Design as rectangular section.

1) Maximum positive moment $Mu^{(+)}$ = 29.5 KN.m

Mn = Mu / ϕ = 29.5 / 0.9 = 32.8 KN.m.

$m = \frac{f_y}{0.85\, f_c'} = \frac{420}{0.85*24}$ = 20.6

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{32.8*10^{-3}}{0.52*(0.314)^2}$ = 0.64 MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.64*20.6}{420}}\right)$ = 0.001549

→ $A_s = \rho$ * b_E *d = 0.001549 * 520 *314 = 252.9 mm^2.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 314 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 314$

= 109.88 mm^2 < 125.6 mm^2 ……. Larger value is control.

→ As_{min} = 125.6 mm^2 < As_{req} = 252.9 mm^2.

∴ As = 252.9 mm^2.

2 Φ14 = 307.9 mm^2 > As_{req} = 252.9 mm^2 . OK. *Note: $A_{\Phi 14}$ = 153.9 mm^2.

∴ **Use 2 Φ14**

→ **Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

$A_s * fy = 0.85 * f'_c * b * a$

307.9 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a

a = 12.19 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.19}{0.85}$ =14.34 mm * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa → β_1 = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{314-14.34}{14.34} * 0.003 = 0.063 > 0.005$ ∴ ϕ =0.9 OK

2) Positive moment $Mu^{(+)}$ = 15.5 KN.m.

Mn = Mu / ϕ = 15.5/ 0.9 = 17.2 KN.m.

$m = \frac{f_y}{0.85\, f'_c} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{17.2*10^{-3}}{0.52*(0.314)^2} = 0.335 MPa$

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.335*20.6}{420}}\right) = 0.00043$

→ $A_s = \rho * b_E * d = 0.00043 * 520 * 314 = 70.2\ mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 314 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 314$

= 109.9mm^2 < 125.6 mm^2 ……. Larger value is control.

→ As_{min} = 125.6 mm^2 > As_{req} = 70.2mm^2.

∴ As = 125.6 mm^2.

2 Φ10= 157.1 mm^2 > As_{req} = 125.6 mm^2 . OK. *Note: $A_{\Phi 10}$ = 78.5 mm^2.

∴ **Use 2 Φ10**

→ **Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f'_c * b * a

157.1 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a

a = 6.2 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.2}{0.85}$ =7.32 mm * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{314-7.32}{7.32} * 0.003 = 0.1257 > 0.005$ ∴ ϕ =0.9 OK.

∴ **Use 2 Φ10 for** $Mu^{(+)}$ **≤ 15.5 KN.m .**

Design of shear of rib R2 :

Vu_d = 30.1 KN.

$1.1 * \phi V_c = 1.1 * \phi * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * b_w * d$

$= 1.1 * 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 0.12 * 0.314 * 10^3$ = 25.38 KN.

→ **Check for items:-**

1- Item 1 : $V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$.

$30.1 \leq \frac{25.38}{2} = 12.19$ …....Not satisfy

2- Item 2 : $\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c$

12.19 ≤ 30.1 ≤ 25.38…….Not satisfy

3- Item 3 : $\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi Vs_{min}$

$\Phi Vs_{min} \geq \frac{\phi}{16} \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{0.75}{16} \sqrt{24} * 0.12 * 0.314 * 10^3 = 8.653$ KN.

$\geq \frac{\phi}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} * 0.12 * 0.314 * 10^3 = 9.42$ KN…….Control.

∴ ϕ Vs_{min} = 9.42 KN.

ϕ V_c + ϕ Vs_{min} = 25.38 + 9.42 = 34.8 KN.

ϕ V_c ≤ V_u ≤ ϕ V_c + ϕ Vs_{min}

25.38 ≤ 30.1 ≤ 34.8 …….satisfy

∴ Item (3) is satisfy → minimum shear reinforcement is required.

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{min} \geq \frac{1}{16} * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_{yt}} * b_w = \frac{1}{16} * \frac{\sqrt{24}}{420} * 120 = 0.0875$$

$$\geq \frac{1}{3} * \frac{b_w}{f_{yt}} = \frac{1}{3} * \frac{120}{420} = 0.095 \quad \text{…….Control.}$$

Try Φ8 (2 Legs):

$\frac{100.5}{S}$ = 0.095 → S = 1057.9 mm

d/2= 314/2 =157 mm

Use Φ8 (2 Legs) @12.5 cm

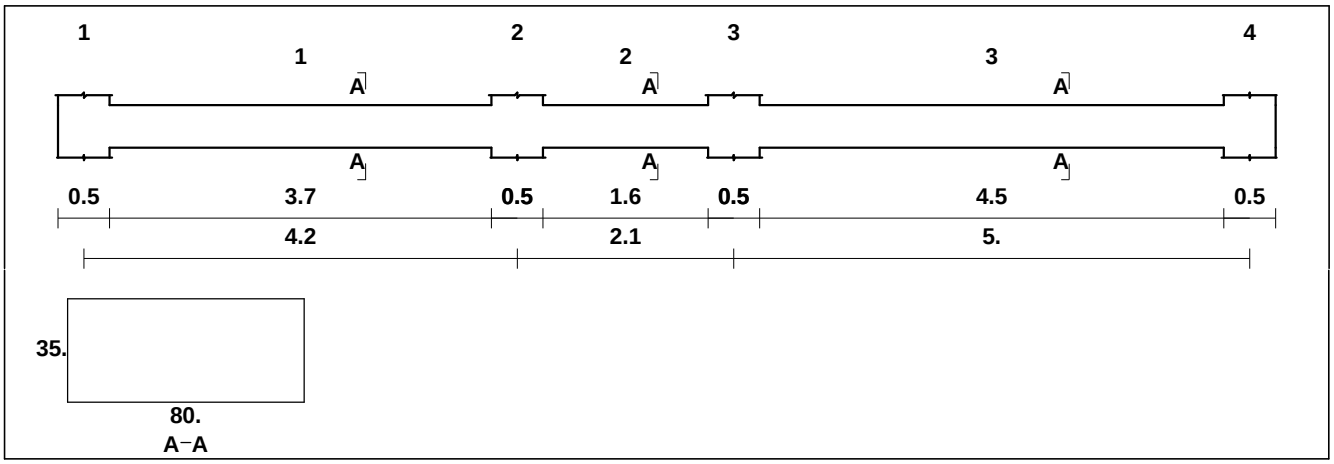
4.6 Design of Beam :

beam load calculation

material	gama	h	b	KN/m
tiles	23	0.03	0.8	0.552
morter	23	0.02	0.8	0.368
sand	17	0.07	0.8	0.952
R C beam	25	0.35	0.8	7
plaster	23	0.02	.8	0.368
partions	1.5	0.8	1.2	
				10.44
Live Load	5		0.8	4

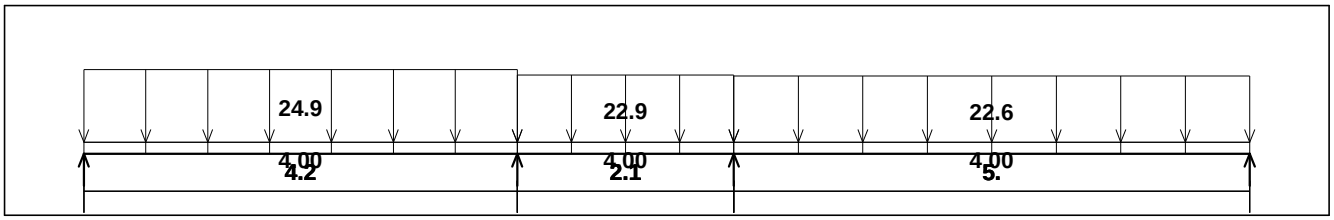
Figure (4-3): beam geometry.

G e o m e t r y Units:meter,cm

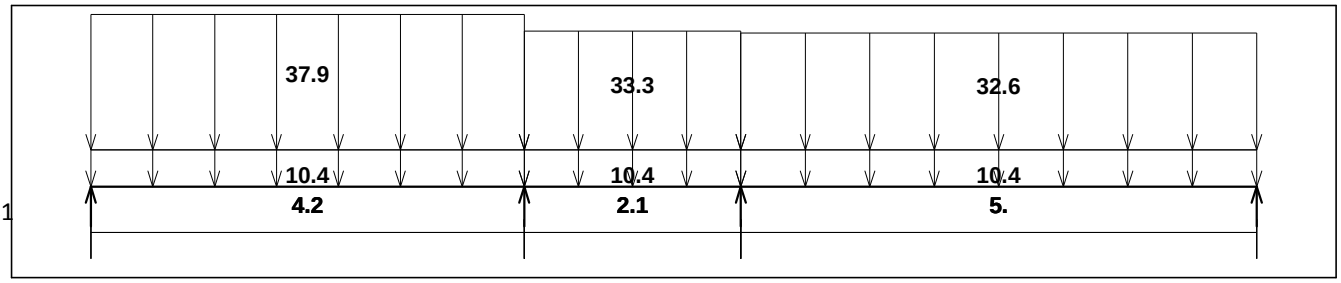


L o a d i n g

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

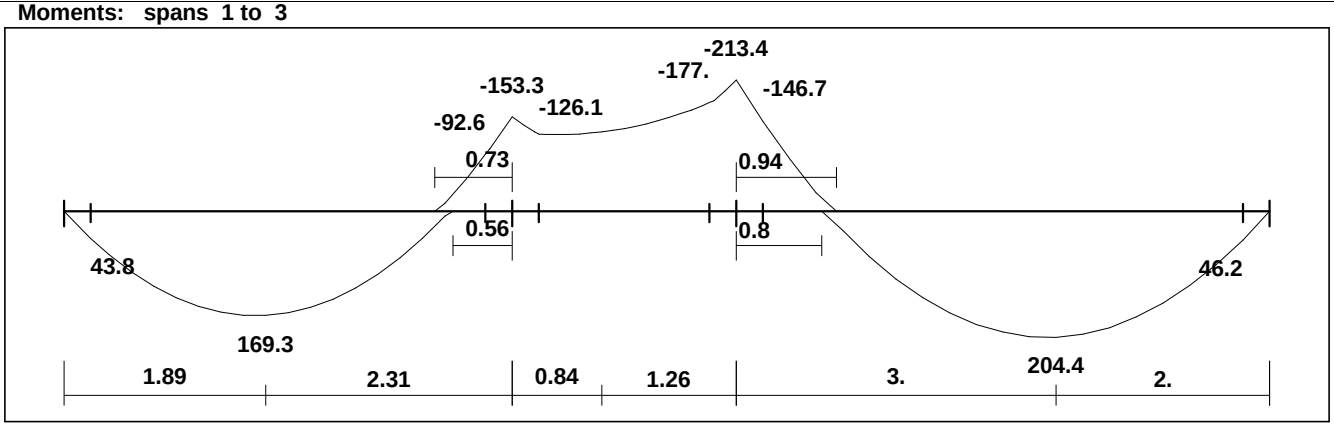


load group no. 1
Dead load - Service **Units:kN,meter**

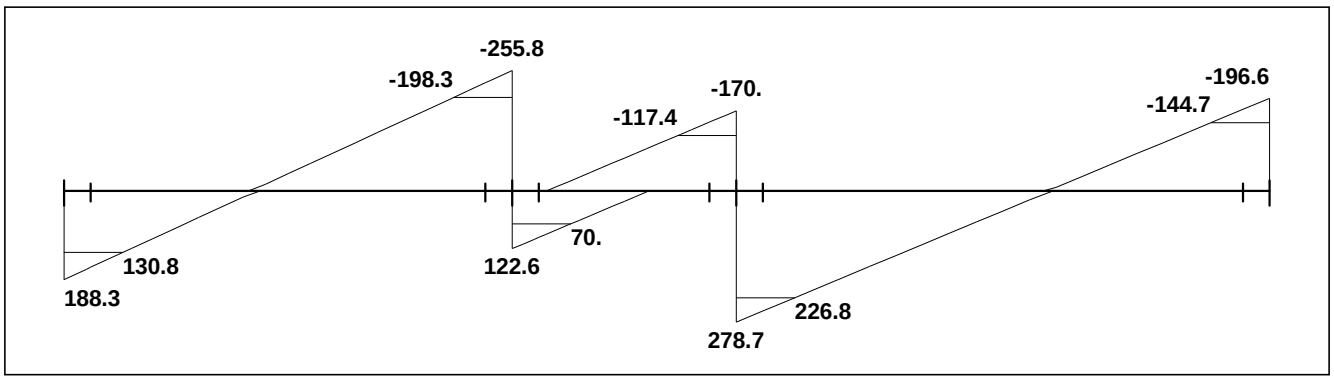


M o m e n t / S h e a r E n v e l o p e (Factored) Units:kN,meter

Moments: spans 1 to 3



Shear



Reactions

Factored

DeadR	**103.76**	**178.87**	**223.17**	**107.12**
LiveR	**84.5**	**199.53**	**225.54**	**89.5**
Max R	**188.26**	**378.4**	**448.72**	**196.62**
Min R	**102.11**	**168.96**	**229.03**	**105.92**
Service				
DeadR	**86.46**	**149.05**	**185.98**	**89.27**
LiveR	**52.82**	**124.71**	**140.96**	**55.94**
Max R	**139.28**	**273.76**	**326.94**	**145.2**
Min R	**85.43**	**142.87**	**189.64**	**88.51**

- **Design of flexure:-**

- **Design of Positive moment:-**

b_w = 80 Cm. , h = 35 Cm.

d = depth - cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)

= 350– 40 – 10 – 20/2 = 290 mm.

$C_{max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 290 = 124.29$ mm.

$a_{max} = \beta_1 * C_{max} = 0.85 * 124.29 = 105.64$ mm. *Note: f'_c = 24 MPa < 28 MPa → β_1 = 0.85

$Mn_{max} = 0.85 * f'_c * b * a * (d - \frac{a}{2})$

$= 0.85 * 24 * 0.8 * 0.10564 * (0.29 - \frac{0.10564}{2}) * 10^3$

= 408.91 KN.m .

→ ϕMn_{max} = 0.82 * 954.32= 335.305 KN.m . * Note: ϵ_s = 0.004 → ϕ = 0.82

→ ϕMn_{max} = 335.305 KN.m > Mu = 204.4 KN.m .

∴ Singly reinforced concrete section.

1) Positive moment $Mu^{(+)}$ = 204.4 KN.m .

ϕMn_{max} = 335.305 KN.m > Mu = 204.4 KN.m . → Singly reinforced concrete section.

Mn = Mu /ϕ= 204.4/ 0.9 = 227.11 KN.m .

$m = \frac{f_y}{0.85\, f'_c} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{227.11*10^6}{800*(290)^2} = 3.38$ MPa.

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n*m}{f_y}})$

$= \frac{1}{20.6}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2*3.38*20.6}{420}} = 0.008855$

→ $A_s = \rho * b_w * d$ 0.008855 * 800*290 = 2054.43 mm^2.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 290 \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 290$

= 676.53 mm^2 < 773.33 mm^2 ……. Larger value is control.

→ As_{min} = 773.33 mm^2 < As_{req} = 2054.43 mm^2.

∴ As = 2054.43 mm^2.

0f Φ20 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{2054.43}{314.2}$ = 6.54 → # of bars = 7 bars.

∴ **Use 7Φ20 → As = 7 * 314.2 = 2199.1 mm^2 > As_{req}** = 2054.43 mm^2**.**

→ **Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f'_c * b * a

2199.1 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a

a = 56.6.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{56.6}{0.85}$ = 66.58 mm. * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa → β_1 = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c}$ * 0.003

$= \frac{290-66.58}{66.58}$ * 0.003 = 0.01 > 0.005 ∴ ϕ =0.9 OK.

Spacing=(800-2*40-2*10-7*20)/6=93.33 mm > 25mm……. OK

2) Positive moment $Mu^{(+)}$ **= 169.3 KN.m .**

ϕMn_{max} = 335.305 KN.m > Mu = 169.3 KN.m . → Singly reinforced concrete section.

Mn = Mu /ϕ= 169.3/ 0.9 = 188.11 KN.m .

$m = \frac{f_y}{0.85\, f'_c} = \frac{420}{0.85*24}$ = 20.6

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{188.11*10^6}{800*(290)^2}$ = 2.8 MPa.

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.8*20.6}{420}}\right)$ = 0.0072

→ $A_s = \rho * b_w * d$ 0.0072 * 800*290 = 1670.6 mm^2.

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4\,(fy)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \quad \text{……(ACI-10.5.1)}$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 290 \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 290$$

= 676.53 mm^2 < 773.33 mm^2 ……. Larger value is control.

→ As_{min} = 773.33 mm^2 < As_{req} = 1670.6 mm^2.

∴ As = 1670.6 mm^2.

0f Φ20 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{1670.6}{314.2}$ = 5.31 → # of bars = 6 bars.

∴ **Use 6Φ20 → As = 6 * 314.2 = 1885 mm^2 > As_{req} =** 1670.6 mm^2.

→ **Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f'_c * b * a

1885 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a

a = 48.5mm

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{48.5}{0.85}$ = 57.1 mm. * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa → β_1 = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c}$ * 0.003

$= \frac{290-57.1}{57.1}$ * 0.003 = 0.012 > 0.005 ∴ ϕ =0.9 OK.

Spacing=(800-2*40-2*10-6*20)/5=116 mm > 25mm…… OK

Design of Negative moment:-

3)Negative moment $Mu^{(-)}$ = -177 KN.m**.**

ϕMn_{max} = 335.305 KN.m > Mu = 177 KN.m .→ Singly reinforced concrete section.

Mn = Mu /ϕ= 177/ 0.9 = 196.67 KN.m .

$m = \frac{f_y}{0.85\,f'_c} = \frac{420}{0.85*24}$ = 20.6

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{196.67*10^6}{800*(290)^2}$ = 2.92 MPa.

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2.92 * 20.6}{420}}\right) = 0.00754$$

→ $A_s = \rho * b_w * d$ 0.00754 * 800*290 = 1748.7 mm^2.

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \quad \text{……(ACI-10.5.1)}$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 290 \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 290$$

= 676.53 mm^2 < 773.33 mm^2 ……. Larger value is control.

→ As_{min} = 773.33 mm^2 < As_{req} = 1748.7 mm^2.

∴ As = 1748.7 mm^2.

0f Φ20 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{= 1748.7}{314.2}$ = 5.57 → # of bars = 6 bars.

∴ **Use 6Φ20 → As = 6 * 314.2 = 1885 mm^2 > As_{req} =** 1748.7 mm^2.

→ **Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

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

1885 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a

a = 48.5mm

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{48.5}{0.85}$ = 57.1 mm. * Note: f_c' = 24 MPa< 28 MPa → β_1 = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{290-57.1}{57.1} * 0.003 = 0.012 > 0.005$ ∴ ϕ =0.9 OK.

Spacing=(800-2*40-2*10-6*20)/5=116 mm > 25mm…… OK

Design of shear:-

1) Vu = 226.8 KN .

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

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 290 * 10^{-3} = 142.07 \text{ KN.}$$

→ **Check For dimensions:-**

$$\phi Vc + \left(\frac{2}{3} * \phi * \sqrt{f_c'} * b_w * d \right) = 142.07 + \left(\frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 800 * 290 * 10^{-3} \right)$$

$$= 142.07 + 568.28 = 710.35 \text{ KN} > Vu = 226.8\text{KN.}$$

∴ Dimension is enough.

→ **Check For items:-**

1- Item 1 : $V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$.

$$226.8 \leq \frac{142.07}{2} = 71.04\ldots\ldots\text{Not satisfy.}$$

2- Item 2 : $\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c$

71.04 < 226.8 142.07 …….Not satisfy.

3- Item 3 : $\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi Vs_{min}$

$$\phi Vs_{min} \geq \frac{\phi}{16} \sqrt{f_c'} * b_w * d = \frac{0.75}{16} \sqrt{24} * 800 * 290 * 10^{-3} = 53.28 \text{ KN.}$$

$$\geq \frac{\phi}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} * 800 * 290 * 10^{-3} = 58 \text{ KN}\ldots\ldots\ldots\text{Control.}$$

∴ $\phi Vs_{min} = 58$ KN.

$\phi V_c + \phi Vs_{min} = 142.07 + 58 = 200.07$ KN.

$\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi Vs_{min}$

142.07 < 226..8 ≤ 200.07 ……. Not satisfy.

4- Item 4 : $\phi V_c + \phi Vs_{min} < V_u \leq \phi V_c + \left(\frac{\phi}{3} * \sqrt{f_c'} * b_w * d \right)$

$$142.07 + 58 < 226.8 \leq 142.07 + \left(\frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 800 * 290 * 10^{-3} \right)$$

142.07 < 226.8 ≤ 284.14……. Satisfy.

∴ **Item (4) is satisfy** → **(** $\frac{Av}{S}$ **) =** $\frac{Vs}{(fy_t * d)}$ **.**

Vs = ($\frac{Vu}{\phi}$ - Vc)

= ($\frac{226.8}{0.75}$ – 189.43) = 112.97 KN. *Note: Vc = $\frac{142.07}{0.75}$ = 189.43 KN.

Try Φ10 (2Legs) = 2 * 78.5 = 157 mm^2 .

$\frac{157*10^{-6}}{S} = \frac{112.97 * 10^{-3}}{(420*0.29)}$ → s = 0.1693 m = 169.3 mm

s ≤ $\frac{d}{2} = \frac{290}{2}$ = 145 mm. …….. control

≤ 600 mm.

∴ s = 140 mm < s_{max} = 145 mm Ok.

∴ **Use 2leg stirrups Φ10 @ 14 Cm C/C.**

٤ .7 Design of Long Column (C18) :

Design of Longitudinal Reinforcement :

Select column (C6) for design

Pu = 3300KN

Pn = 3300/(0.65) = 5077 KN

$°g = 1.5\%$

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

$5077 * 10^{-3} = 0.8 * Ag[0.85 * 24 + 0.015 * (420 - 0.85 * 24)]$

$Ag = 0.24m^2$

X = $\sqrt{0.24}$ = 0.49 m

Use 50*50cm with Ag = 2500cm² > Ag_{req} = 2400 cm²

Check Slenderness Effect :

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 3.5 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.

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

$$\frac{1 * 3.5}{0.3 * 0.5} = 23.3 > 22$$

$\therefore$ *long Coloumn*

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\ _d} \quad .....[ACI318-2002\ \ (Eq.\ 10-15)]$$

$$E_c = 4750\sqrt{fc'} = 4750*\sqrt{24} = 23270.15Mpa$$

$$_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{2385}{3300} = 0.723$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.5*0.5^3}{12} = 5.21*10^{-3}m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23270.15*5.21*10^{-3}}{1+0.723} = 28.15MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2} \quad .....ACI318-2002(Eq.\ 10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2*28.15}{(1.0*3.5)^2} = 22.657MN.$$

$$Cm = 0.6+0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) .....ACI318-2002(Eq.10-16)$$

$$Cm = 1\ .....According\ \ to\ \ ACI318-2002(10.10.6.4)$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1-(Pu/0.75P_c)} \geq 1.0 \quad .....ACI318-2002(Eq.\ 10-12)$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-(3300/0.75*22.657*10^3)} = 1.241 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 500 = 30\,mm = 0.03\,m$$

$$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.03 * 1.241 = 0.03723\ m$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.03723}{0.5} = 0.075$$

From Interaction Diagram

$$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{3300}{0.5*0.5} * \frac{145}{1000} = 1914\ \ Psi$$

$$°_g = 0.0125$$

$A_s = \rho * Ag = 0.0125*50*50 = 31.25\ cm^2$

Use Φ 16 $>>$ $\#\ of\ bar = \frac{31.25}{2.01} = 15.55$

Use 16 Φ 16 with As = 32.16 cm² >As $_{req}$ = 31.25 cm²

- **Check for spacing between the bar**

$$S = \frac{500 - 2*40 - 2*10 - 2*20 - 4*16}{4}$$

$$S = 74\ mm \geq \frac{4}{3}\text{M.A.S}$$

$$\geq 40\,mm \quad \geq 1.5\text{db} = 24\,mm$$

Design of the Tie Reinforcement :

$S \leq 16$ db (longitudonal bar diameter).....ACI - 7.10.5.2

$S \leq 48$ dt (tie bar diameter).

$S \leq$ Least dimension.

$Spacing \leq 16 \times d_b\,(Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 1.6 = 25.6cm.$

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

$Spacing \leq Least.\text{dim}ension = 30cm$

$\therefore$ *Use* 1¤10@25*cm*

Detail of column 65:

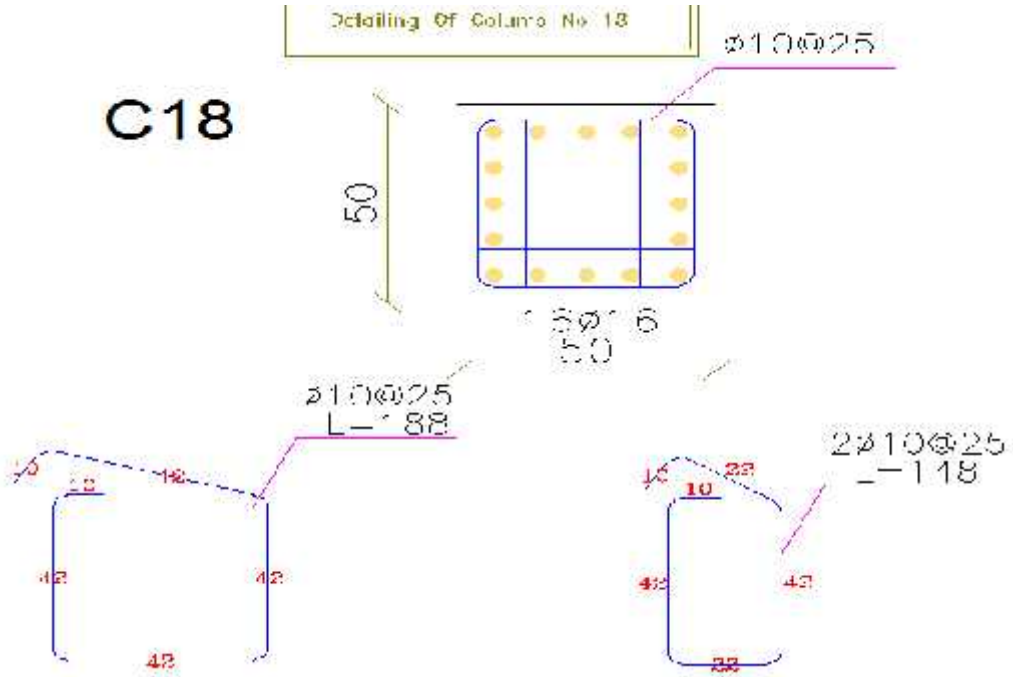


Figure (4-4) Long Column Detail

٤.7 Design of Isolated Footing (F18) :

Load Calculation :

Total factored load = 3300 KN.

Total services load = 2550 KN.

Column Dimensions = 50*50 cm.

Soil density = 18 Kg/cm3.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m2.

Assume footing to be about (65 cm) thick.

live load =5 KN/m2.

q_{allow} =400 - 5 – 1*18 - 0.65*25 = 360 kN/m^2

Determination of Footing Area :

$$A = \frac{2550}{360} = 7.1$$

➔ **L= 2.9 m**

Try 2.9 * 2.9 m with area = 8.4m^2 > A $_{req}$ = 7.1m^2

Determinate q_u = 3300/8.4 = 392.9 KN/m^2

Determine the depth of footing based on shear strength:

Assume h = 65 cm ….. d = 650-75-20 = 555 mm

- **Check for one way shear strength**

$Critical\ \ Section\ \ at\ \ \frac{a}{2}+d$

$\frac{a}{2}+d=\frac{0.5}{2}+0.555=0.805m$

$Vu=392.9*(\frac{2.9}{2}-0.805)*2.9=735KN$

$¤.Vc=¤.(\frac{1}{6}*\sqrt{fc'}*b_w*d)$

$¤.Vc=0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*2900*0.555=986KN$

$¤.Vc=986KN>Vu=650KN$

$\therefore\ \ Safe$

- **Check for two way shear action (punching)**

The punching shear strength is the smallest value of the following equations:

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

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

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

Where:

$${}_C=\frac{Column\ \ Length\ \ (a)}{Column\ \ Width\ \ (b)}=\frac{50}{50}=1.0$$

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

$b_o=4(d+a)=4(50+55.5)=422cm$

$\sim_s$ = 40 for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.0}\right)*\sqrt{24}*4220*0.555 = 4303KN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.555}{4.22}+2\right)*\sqrt{24}*4220*0.555 = 5207KN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*4220*0.555 = 2868.5KN$$

$¤.V_C = 2868.5KN$ ..... *Control*

$Vu_C = Pu - FR_b$

$FR_b = \pm_{bu} * area\ of\ critical\ \text{sec}tion$

$Vu_C = 3300 - [392.9*(0.5+0.555)*(0.5+0.555)] = 2862.7KN$

$¤.Vc = 2868.5KN > Vu_C = 2862.7KN$..... *satisfied*

Design for Bending Moment:

$$Mu = 392.9*2.9*\frac{1.2^2}{2} = 820.4KN.m$$

Mu =820.4 KN.m for both side

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{820.4}{0.9} = 911.5KN.m$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{911.5\times10^{-3}}{2.9\times0.555^2} = 1.0Mpa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 1.0}{420}}\right) = 2.39*10^{-3}$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 2.39*10^{-3}*2900*555 = 3810\ mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018*b*h = 0.0018*2900*650 = 3393mm^2$$

$$As_{Req.} = 3810mm^2 > As_{Shrinkage} = 3393mm^2$$

$$Select\ 15\text{¤}18....As_{Provided} = 3817mm^2 > 3810mm^2.....ok$$

$Select\ 15\text{¤}18....As_{Provided} = 3817mm^2 > 3810mm^2.....oK$

Check of strain:

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$3817*420 = 0.85*24*2650*a$$

$$a = 29.65mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{29.65}{0.85} = 34.9mm$$

$$£_s = \frac{555-34.9}{34.9}X0.003$$

$$£_s = 0.0447 > 0.005$$

$\Rightarrow$ OK

Development Length of main Reinforcement for Mu1 :

$$ld_{req} = \frac{9}{10}*\frac{F}{\lambda}$$

$$Ktr = 0\ \ No$$

$$\frac{ktr+cb}{db} = \frac{0+}{18}$$

$$\frac{ktr+cb}{db} = 2.5$$

$$ld_{req} = \frac{9}{10}*\frac{4}{1}$$

Ld $_{available}$ = 1075-75= 1000mm

Ld $_{available}$= 1000 mm > $ld_{req} = 444.4mm$

- not required hook

Design of dowels :

P_u = 3300 KN

$$¤.Pn = ¤.(0.85\, fc'Ag)$$
$$¤.Pn = 0.65*[0.85*24*(500*500)]/1000 = 3315KN$$
$$But\ \ Pu = 3300 < ¤.Pn = 3315KN$$

Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

$$As_{\min} = 0.005*Ag = 0.005*50*50 = 12.5cm^2$$

Use the column bars as a dowels

Select 16Φ16

$$As_{Provided} = 32.2cm^2 > As_{Req.} = 12.5cm^2$$

$$Ld_{(1)req} = \frac{0.24\, fy}{\sqrt{fc}} db = \frac{0.24*420}{\sqrt{24}} 1.8 = 37cm\ .$$

$Ld_{(2)req}$ = 0.043 ×fy ×db = 0.043 ×420 ×1.8 = 32.5cm

$Ld_{(2)req}$ = 32.5cm < $Ld_{(1)req}$=37cm ➔ control

Ls = 0.071×fy ×db = 0.071×420 ×1.6 = 47.7 cm >37cm

Ls = 47.7cm

Available Ld = 65 – 7.5 – 2 *1.8 = 53.9 cm.

Available Ld = 53.9 cm > Ls = 47.7cm

Using hook ≥16*¤

Required length of hook ≥16*¤ ≥16*1.6 = 25.6cm

Use Hooks= 30cm > 25.6cm

Isolated Footing Detail:

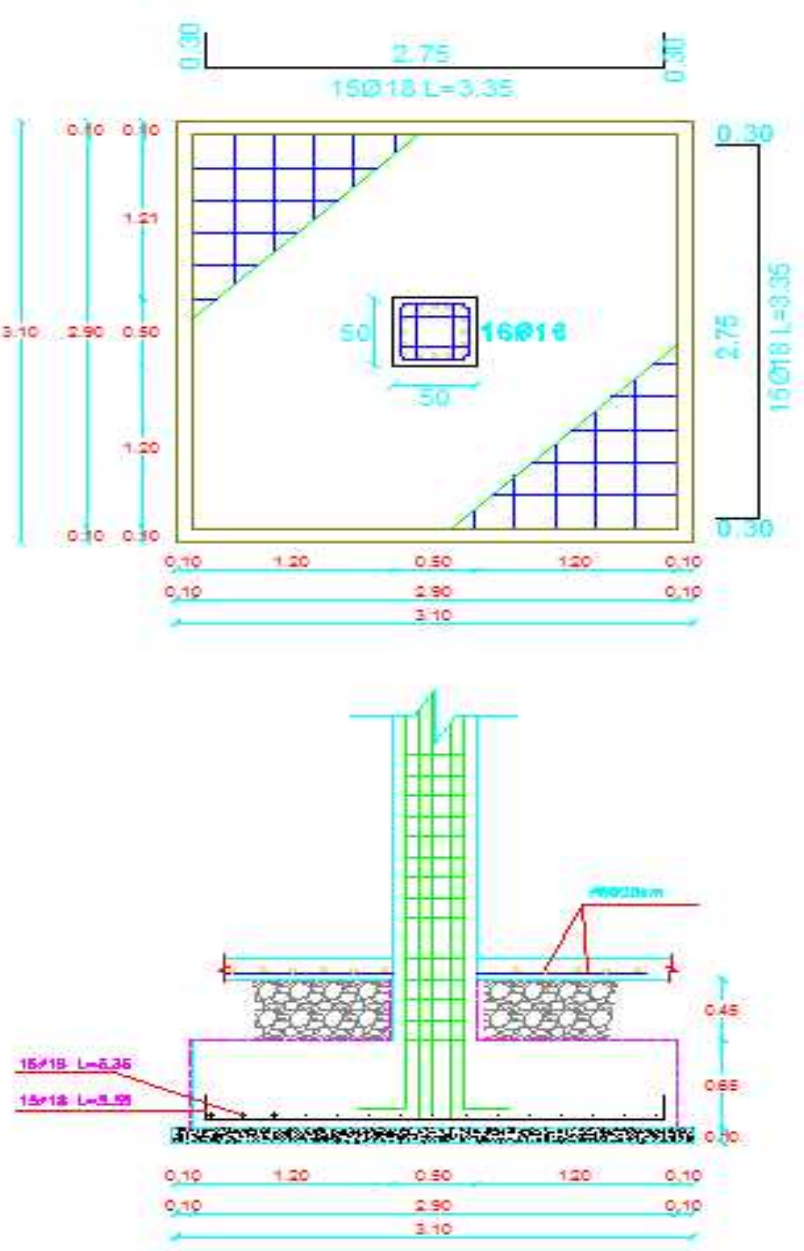


Figure (4-5) Isolated Footing Detail

4.9 Design of strip footing:

Determination of load:

Dl = 258 KN/m LL = 95 KN/m

Total factored load = 462 KN/m.

Soil density = 18 KN/m^3.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m2.

Assume footing to be about (30 cm) thick.

Surcharge =5 kN/m^2

q_{allow} = 400 - 5- 0.55*18 – 0.3*25 = 378 kN/m^2

$\Rightarrow$ For one meter strip

$$A = \frac{462}{378} = 1.22\ m^2$$

B = 1.3 m , h= 30 cm

d= 300 – 75 – 20 = 205 mm

q_{ult} = 378/ 1.3 *1 = 290.8 kN/m^2.

Check of One Way Shear:

Vu = 1*(0.65- 0.15 - 0.205)*290.8 = 85.8 kN

$$\emptyset Vc = \frac{\emptyset}{6}\ \sqrt{fc} * d * b$$

$$\emptyset Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 0.205 * 1 = 125.5\ kN$$

$$\emptyset Vc > Vu$$

Design of Bending Moment:

In longitudinal direction

Mu = 290.8*0.5^2/2 = 36.4 kN.m

$$Mn = \frac{36.4}{0.9} = 40.4 KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{40.4*10^6}{1000*205^2} = 0.96 Mpa$$

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

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

$$\circ = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.96}{420}}\right) = 2.34 * 10^{-3}$$

$$As_{Req.} = \circ * b * d = 2.34 * 10^{-3} * 205 * 1000 = 480 \ mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 300 * 1000 = 540 mm^2$$

$$As_{Req.} = 515.1 < As_{Shrinkage} = 540 mm^2$$

Use ¤ 14

No. = 540/154 = 3.5 , Use 4 bars

¤ 14 at 25 cm c/c

In transverse direction :

A_{smin} = 0.0018 * b * h

A_{smin} = 0.0018 * 1300* 300 = 702 mm^2

Use ¤ 14

No. = 702/154 = 4.56 , Use 5 bars

Use5¤ 14

Development Length of main Reinforcement

$$ld_{req} = \frac{9}{10} *$$

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{1}{}$$

Ld $_{available}$ = 300 - 14 - 75= 211mm

Ld $_{available}$= 211 mm < $ld_{req} = 346mm$

Use Using hook ≥16*¤

Required length of hook ≥ 16*¤ ≥ 16*1.4 = 22.4 cm

Use Hooksel. = 25 cm > Hookreq = 22.4cm

strip Footing Detail:

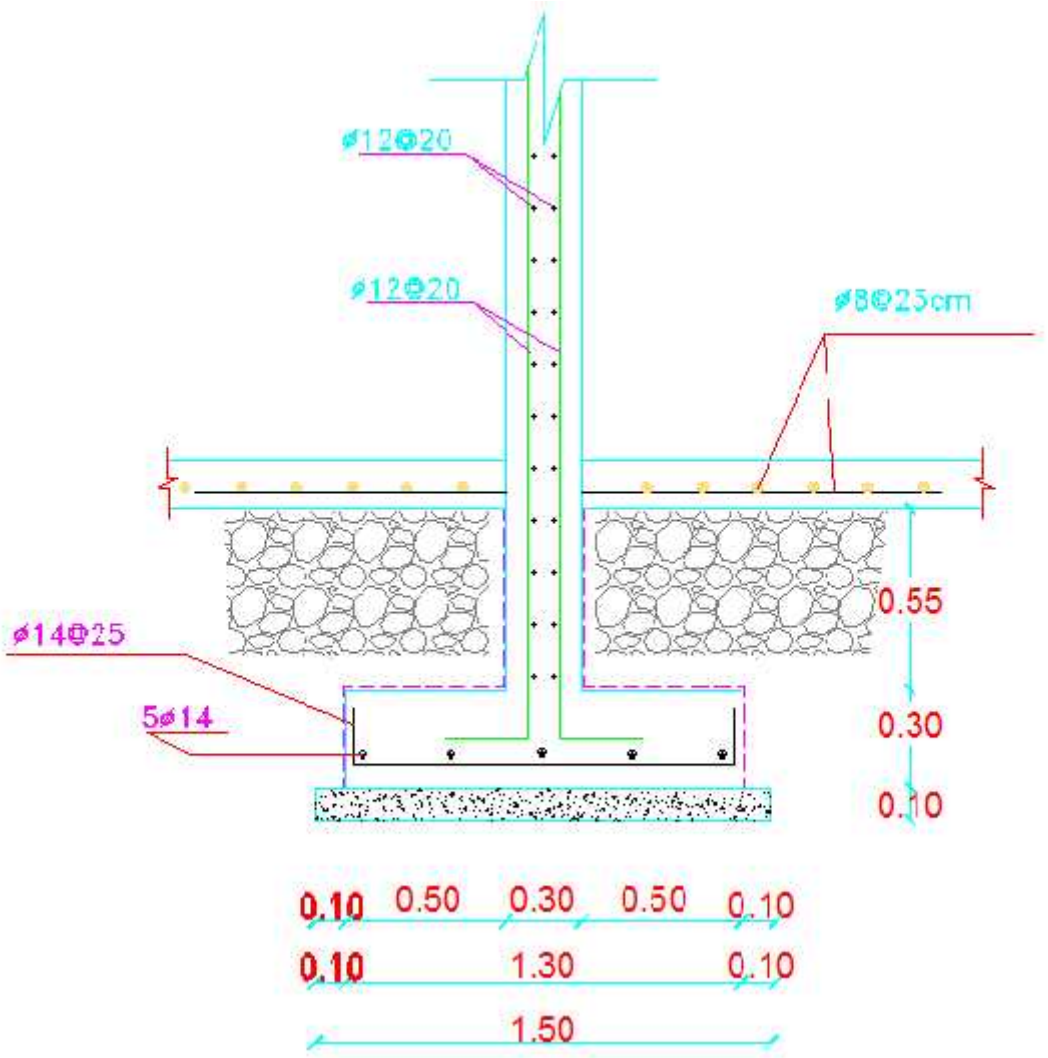


Figure (4-6) strip Footing Detail

4.10Design of Stairs :

Determination of Thickness:

L = 2.7 + 1.2 + 0.4 = 4.3 m.

h_{req} = L/ 20

h_{req} = 430 / 20 = 21.5 cm ……take h= 25 cm.

⇒ **Use h = 25cm**.

$\theta = \tan^{-1}(15 / 30) = 26.6^{o}$

Cos θ = 0.89

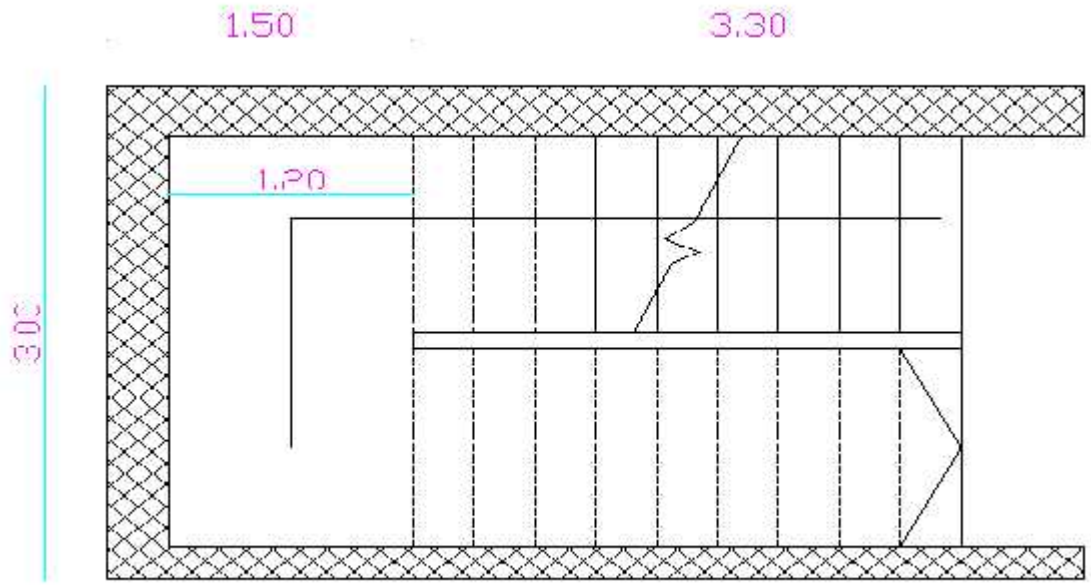


Figure (4-7) Stairs plan

Load Calculations

Load on Stringer:

Tiles = 0.03*27*((0.35+0.15)/0.30) = **1.35 KN/m**.

mortar = 0.02*23 *((0.15+0.35)/0.3) = **0.77 KN/ m**.

Plaster = (0.03*23)/ (Cos 26.6) = **0.77 KN/ m**.

Steps = ((0.15*0.3)/2) * 25/0.3 = **1.9 KN / m**.

Slab = 0.25 *25/ Cos 26.6 = **7 KN/ m**.

Total dead load = **11.8 KN/ m**.

live load:

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

Factored load

qu =1.2*11.8 + 1.6*5 = 22 KN/ m^2.

For one meter Strip, qu = 22 KN/ m .

Load on landing :

Dead Load:

Tiles = 0.03*22 = 0.66 kN/m^2

Mortar =0.02*23 = 0.46 kN/m^2

Slab = 0.25*25 = 6.25 KN/m^2.

Plaster = 0.03*23 = 0.66 KN/m^2.

Total dead load = 8.03 KN/m^2.

Live load:

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

Factored load

qu =1.2*8.03+ 1.6 *5 = 17.64KN/ m^2.

For one meter Strip, qu = 17.64 KN/ m .

Design of Shear :

- Assume Ø 12 for main reinforcement:-

So, d = 250-20 -12 = 218 mm = 21.8 cm

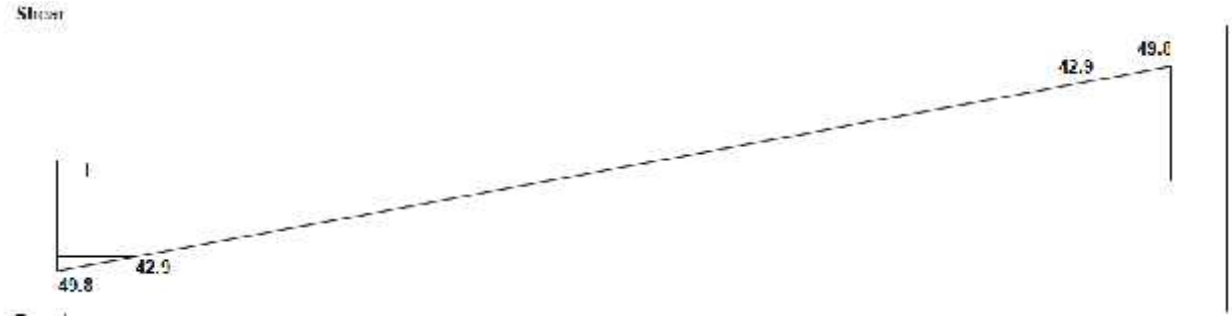


Figure (4-8) Shear Envelop

Vu = 42.9 KN .

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

$$¤Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 218}{6} = 133.5KN$$

Vu = 42.9 KN < ¤*Vc* = 133.5 KN .

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

Design of Bending Moment :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair

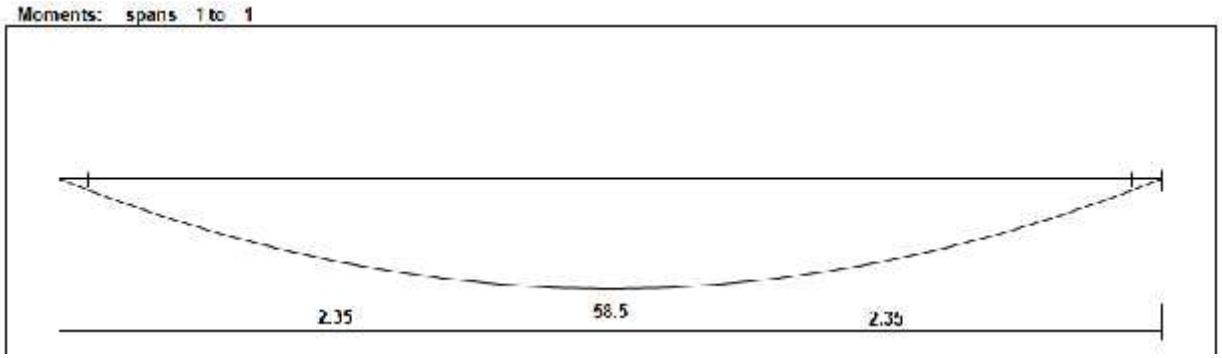


Figure (4-9) Moment Envelope

Mu = 58.5 kN.m

Mn = Mu / 0.9 = 58.5 / 0.9 = 65 KN.m.

d = 21.8 cm.

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

$$K_n = \frac{65 * 10^6}{1000 * 218^2} = 1.37MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mK_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.59*1.37}{420}}\right) = 3.38*10^{-3}$$

$As_{req} = 3.38*10^{-3}*1000*218 = 736.7\ mm^{2.}$

$As_{\min} = 0.0018*b*h = 0.0018*100*25 = 450mm^2$

$As_{\min} = 450\ mm^2 \leq As_{req} = 736.7\ mm^2$

Use Φ 12 >>> 736.7/113 = 6.5

Use 1Φ 12 @ 15 cm c/c …….. with As =(100 / 15)*113 = 753.3 mm^2.

As provided = 753.3 > As req.……..**OK.**

Check for strain:

Tension = Compression

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

$753.3*420 = 0.85*24*1000*a$

$a = 15.5mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{15.5}{0.85} = 18.2mm$

$£_s = \frac{218-18.2}{18.2}*0.003$

$£_s = 0.033 > 0.005 \longrightarrow ok$

Temperature & Shrinkage reinforcement:

$As_{Shrinkage} = 0.0018\times b\times h = 0.0018\times 1000\times 25 = 450mm^2$

Use Φ10 @ 15 cm …….. With As = (100 / 15)*78.5 = 527 mm²

Stairs Details:

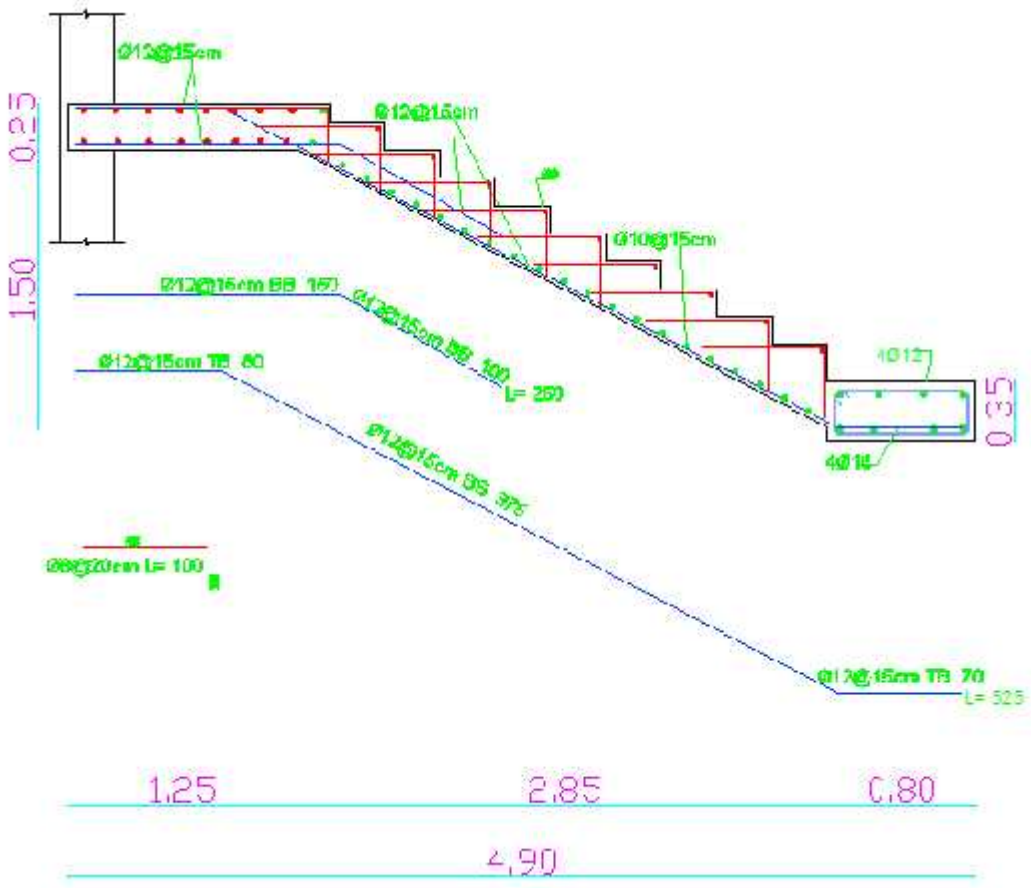


Figure (4-10) Stairs Details

٤.11 Design Of Shear Wall :

Design of shear

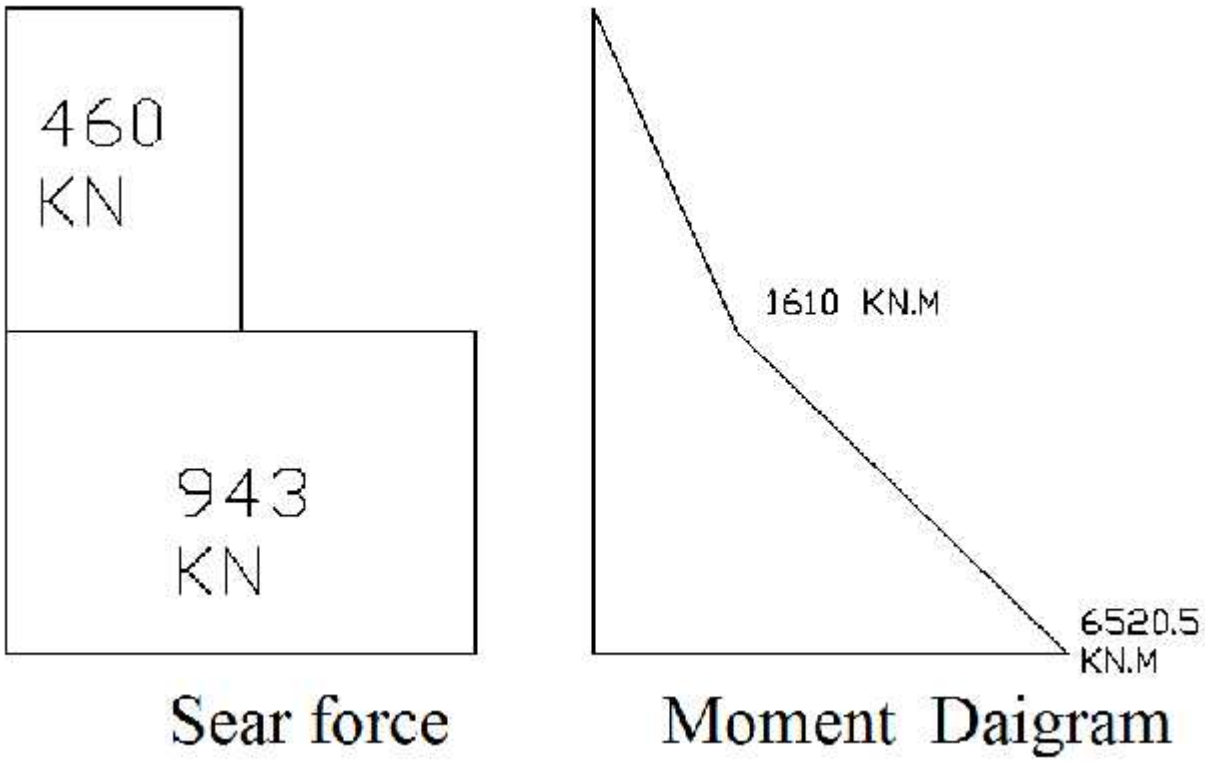


Figure (4-11) shear and moment diagram

From Uniform Building Code 1997 (UBC):

Z=0.3 zone "3"

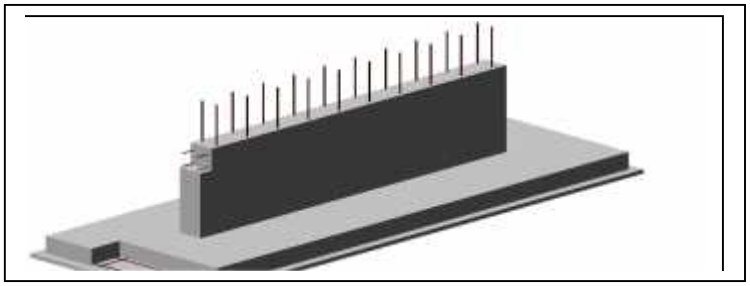
R= 5.5

I=1

Ca = 0.24

Cv = 0.24

h_n = 7 m , Lw = 4.2 m , t =0.3m



Ct = 0.0488

Where:

Z=Seismic zone factor as given in table 16-1.

R= numerical coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force resisting systems, as set in Table 16-N or 16-P.

I= importance factor given in table 16-K.

Ca = seismic coefficient, as set forth in Table 16-Q.

Ct = numerical coefficient given in section 1630.2.2.

Cv = seismic coefficient, as set forth in Table 16-R.

hi, hn, hx = height in feet (m) above the base to level *i , n or x*, respectively.

$T = C_t (h_n)^{3/4}$ Eq…. 30-8 (UBC)

- **By Using of Etabs Program we Obtain the shear and Moment diagram for Design**

- **Design of the horizontal reinforcement:**

$d = 0.8 * Lw = 0.8 * 4.2 = 3.4m$

$Vc_1 = \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * h * d = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 0.3 * 3.4 = 832.8KN\ (Control\ )$

$Vc_2 = \frac{\sqrt{fc'} * h * d}{4} + \frac{N_u * d}{4 * l_w} = \frac{\sqrt{24} * 0.30 * 3.4}{4} + \frac{1 * 3.4}{4 * 4.2} = 1250\ KN$

$Vc_3 = \left(\frac{0.05\sqrt{fc'}}{2} + \frac{l_w\left(0.1\sqrt{fc'} + \frac{0.2 * N_u}{l_w * h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right) * h * d = \left(\frac{0.05\sqrt{24}}{2} + \frac{4.2\left(0.1\sqrt{24} + \frac{0}{4.2 * 0.30}\right)}{\frac{2930}{943} - \frac{4.2}{2}} \right) * \frac{0.3 * 3.4}{} = 2213\ K$

$Vs = Vn - Vc1$

$0.75Vs = 1257.3 - 832.8 \Longrightarrow Vs = 424.5KN$

$\left(\frac{Av_h}{S2}\right) = \frac{Vs}{Fy * d} = \frac{424.5 * 1000}{420 * 3400} = 0.297\,m$

$\left(\frac{Av_{h\,min}}{hS2}\right) = {}^{\circ} = 0.00099 < 0.0020$

$Assume\ \text{¤}12$

$S2 = 2 * 113 / 300 * 0.002 = 376.7mm$

$select \longrightarrow 2\text{¤}12 \longrightarrow As = 226\,mm2$

$S = 250 < 450 < 600 < 1500$

$use....2\text{¤}12 @ 25cm(c/c)in\ 2layer$

Select 2Φ 12 / 25cm. In tow layer

Design of the Vertical reinforcement:

$$\rho_{min} = (0.0025 + 05(2.5 - \frac{hw}{lw})(\frac{Avh}{S_2 h} - 0.0025))S_1 h_1$$

$S = 25cm$

$S = 250 < 450 < 600 < 2500$

$\longrightarrow Select\ 2\phi 12 / 25cm\ c/c$

Select 2Φ 12 / 25cm. In tow layer

Design of bending moment:

Mu 6520.5 KN.m

Ast = (4200/250)*2*113 = 3797 mm^2

$$\emptyset Mn = \emptyset\ \ 0.5Astfylw(1 + \frac{Pu}{Astfy})(1 - \frac{C}{lw}) \quad = 6642 \text{ KNm}$$

$$\omega = \frac{Ast}{lwh}\ \frac{fy}{fc'} \quad \alpha = \frac{Pu}{lwh}\ \frac{1}{fc'} \qquad \omega = 0.053 \quad \alpha = 0$$

$$\frac{C}{lw} = \frac{\omega + \alpha}{2\omega + .85\beta 1} = 0.073$$

$\emptyset Mn =$ 6642 KNm > 6520.5 OK

الفصل الخامس

5

النتائج و التوصيات

من خلال هذا التجوال في هذا البحث، و التعرف على معطياته و جوانبه ، تم الخروج بزبدة هذا البحث من خلال نتائج تتمثل فيما يلي :-

1- إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنشائية الملائمة لنوع الاستخدام في المبنى .

2- إن القدرة على الحل اليدوي ضرورية للمصمم الإنشائي للتأكيد على حل البرامج المحسوبة وفهم طريقة عملها .

٣_ تعلمنا 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 ٤ كغم/سم^{٢} .

5. لقد تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab) في معظم العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ. كما تم استخدام نظام عقدات (Two-Way Ribbed Slab)في جزء من عقدة الطابق الاول، كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Solid Slab) لبيوت الدرج والمصاعد.

6. برامج الحاسوب المستخدمة :

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدمها في هذا المشروع وهي:

a) AUTOCAD 2007 : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b) STAAD PRO: وذلك لإجراء التحاليل الإنشائية لبعض العناصر الإنشائية.
c) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
d) Safe: للتصميم والتحليل الإنشائي لبعض العناصر الإنشائية.

الملاحق

قائمة المصادر والمراجع

١. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، ١٩٩٠م.

٢. تلخيص الأستاذ المشرف.

3. Building Code Requirements for Structural Concrete)ACI 318M-05 (and Commentary, USA, 2005.

4. Uniform Building Code (UBC).

APPENDIX (A)

ARCHITECTURAL DRAWINGS

This appendix is an attachment with this project

APPENDIX (S)

STRUCTURAL DRAWINGS

This appendix is an attachment with this project

APPENDIX (C)

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

الأحمال الحية للأرضيات و العقدات

نـوع المبـنى		الاستعمال (الاشغال)	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عـام	خـاص		كن/م٢	كـن
المباني السكنية والخاصة	المنـازل والبيـوت والشـقق السكنيـة والأبنية ذات الطـابق الواحـد.	جميع الغرف بما في ذلك غـرف النـوم والمطابـخ وغرف الغسيل وما شابه ذلك	2.000	1.400
	الفنـادق والموتيلات والمستشفيات	غرف النوم	2.000	1.800
	منـازل الطلبـة ومـا شابهـا	غرف وقاعات النوم	2.000	1.800
المباني العامة	القاعـات العامـة وقاعـات التجمـع والمسـاجد والكنـائس وقاعـات التـدريس والمسارح ودور السينما وقاعـات التجمـع فـي المـدارس والكليـات والنـوادي والمـدرجات المسـقوفة والقاعـات الرياضـية 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