بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مقدمة مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمبنى بلدية دورا

فريق العمل :-

احمد ابوصبحة باجس النجار محمود ابوقبيطة

إشراف :-

م. خليل كرامة

الخليل- فلسطين

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مقدمة مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمبنى بلدية دورا

فريق العمل :-

أحمد ابوصبحة باجس النجار محمود ابوقبيطة

إشراف :-

م. خليل كرامة

الخليل- فلسطين

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

اسم المشروع :-
التصميم الإنشائي لمبنى بلدية دورا

أسماء الطلبة :-
احمد ابوصبحة باجس النجار محمود ابوقبيطة

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 من علمني النجاح والصبر
إلى من افتقده في مواجهة الصعاب
ولم تمهله الدنيا لأرتوي من حنانه.. **أبي**
وإلى من تتسابق الكلمات لتخرج معبرة عن مكنون ذاتها
من علمتني وعانت الصعاب لأصل إلى ما أنا فيه
وعندما تكسوني الهموم أسبح في بحر حنانها ليخفف من آلامي.. **أمي**

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 حبا لو مر على أرض قاحلة
لتفجرت منها ينابيع المحبة

أهديكم **هذا البحث** 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 **ا**مهندس ....خليل كرامة.
والشكر واصل لكل من ساهم في انجاز هذا البحث .

التصميم الإنشائي لمبنى بلدية دورا

فريق العمل:

احمد ابوصبحة باجس النجار محمود ابوقبيطة

جامعة بوليتكنك فلسطين- ٢٠١٢م

إشراف:

م. خليل كرامة

ملخص المشروع

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لمبنى دار بلدية دورا في مدينة دورا ,مشتملاً على كافة المرافق الخدماتية التي يتطلبها أي مبنى بلدية.

يتكون المبنى من خمسة طوابق، 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 a Dura Municipality House

WORKING TEAM:

Ahmad Abusabha Bajes Najjar Mahmoud Abuqbaita

Palestine Polytechnic University -2012

SUPERVISOR:

ENG. KHALEL KARAME

Project Abstract

The summary of the idea of this project, is to prepare a structural design of Dura municipality house , consisting of all facilities that should be available in any Service building .

This building is consisting of 5 floors with a nice elevation, which reflecting the municipality building environment, on the other hand , no doubt that the structural design at a same level of importance of architectural one ,by supporting the building with a structural element ,which will be designed according to ACI code.

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

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	٦
٢.٢ فكرة المشروع	7
٢.٣ فكرة الموقع العام	١٠

٢.٤ وصف المبنى 11

٢.٤.١ طابق التسوية 11
٢.٤.٢ الطابق الأرضي 12
٢.٤.٣ الطابق الأول 13
٢.٤.٤ الطابق الثاني 14
٢.٥ وصف الواجهات 16
١ الواجهة الشرقية ١٤
٢ الواجهة الغربية ١٤
٣ الواجهة الشمالية ١٥
٤ الواجهة الجنوبية ١٥

الفصل الثالث : الوصف الإنشائي ١٦
٣.١ مقدمة ١٧
٣.٢ هدف التصميم الإنشائي ١٧
٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى ١٧
٣.٣.١ الأحمال ١٨
٣.٣.٢ الأحمال الميتة ١٨
٣.٣.٣ الأحمال الحية ١٩
٣.٣.٤ الأحمال البيئية ٢٠

٣.٣.٤.١ الرياح ٢٠
٣.٣.٤.٢ الثلوج ٢٠
٣.٣.٤.٣ الزلازل ٢١
٣.٤ الاختبارات العملية ٢١
٣.٥ العناصر الإنشائية ٢١
٣.٥.١ العقدات ٢١
٣.٥.١.١ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد ٢٢
٣.٥.١.٢ عقدات العصب ذات الاتجاهين ٢٤
٣.٥.١.٣ العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد ٢٢
٣.٥.١.٤ العقدات المصمتة ذات الاتجاهين ٢٣
٣.٥.٢ الجسور ٢٥
٣.٥.٣ الأعمدة ٢٦
٣.٥.٤ الجدران الحاملة (جدران القص) ٢٧
٣.٥.٥ الأساسات ٢٨
٣.٥.٦ الأدراج ٢٩

Chapter 4 : Structural Design & Analysis ٣٢
4.1 Introduction ٣٢
4.2 Determination of Slab thickness ٣3
4.3 Determination of dead load 34

4.3.2 Determination of factored dead & live loads 34
4.4 Design of topping 35
4.5 Design of rib 6 36

44 4.6 Design of beam 45
54 4.7 Design of two way ribbed slab
60 4.8 Design of column
63 4.9 Design of Isolated footing
70 4.10 Design of strip footing
73 4.11 Design of basement wall
76 4.12 Design of stair
83 4.13 Design of shear wall
86 4.14 Design of steel column
89 4.15 Dome Design
89 4.16 Wall Design
90 4.17 Solid slab Design
91 5- النتائج والتوصيات

فهرس الجداول

جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع 4
جدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة 18
جدول (٣-٢) الأحمال الحية 19
جدول (٣-٣) قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر 20

فهرس الأشكال

شكل (٢-١) مخطط قطعة الأرض والبناء 10

شكل (٢-٤) مخطط الطابق التسويه 11
شكل (٢-٥) مخطط الطابق الارضي 12
شكل (٢-٦) مخطط الطابق الاول 12
شكل (٢-٧) مخطط الطابق الثاني 13
شكل (٢-8) مخطط الطابق الثالث 13
شكل (٢-٨) الواجهة الغربيه ١٤
شكل (٢-٩) الواجهة الشماليه ١٥
شكل (٢-٩) الواجهة الشرقيه ١٤
شكل (٢-٩) الواجهة الجنوبيه ١٥
شكل (٢-٩) قطاعات الدرج 19

شكل (٣-٢) عقدة العصب ذات الاتجاه الواحد ٢٤
شكل (٣-٣) عقدة العصب ذات الاتجاهين ٢٤
شكل (٣-٤): عقده المصمتة ذات الاتجاه الواحد. ٢٢
شكل (٣-٥): عقده المصمتة ذات الاتجاهين. ٢٣
شكل (٣-٦) اشكال الجسور المدلاة والمسحورة ٢٥
شكل (٣-٧) احد أشكال الأعمدة ٢٦
شكل (٣-٨) جدار القص ٢٧
شكل (٣-٩) الأساس المنفرد ٢٨
شكل (٣-١٠) الدرج ٣٠
شكل (٣-١١) جدار استنادي ٣١

33 Figure (4-3): Rib 6 geometry.

34 Figure (4-5) : loading of Rib 6
37 Figure (4-6) : Moment Envelop of rib 6.
37 Figure (4-7) : Shear Envelop of rib 6.
45 Figure (4-8) : Beam (45) Geometry.
45 Figure (4-9) : loading of Beam (45).
46 Figure (4-10): Moment Envelop for Beam (45).
46 Figure (4-11): Shear Envelop for Beam (45).

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.
- 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 .

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 خصوصا هي الهندسة التي تعتني بجانب توفير المسكن المطلوب بالمواصفات المطلوبة وبالجودة المطلوبة وبالموارد المتاحة لكل فرد على هذه البسيطة.

المهندس المدني هو الذي يقوم بالتصميم والتنفيذ والاشراف على التنفيذ للمشروعات المختلفة ،ويكمن دوره الفعال في ارتباط عمله ارتباطا وثيقا بأرواح 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 بلدية دورا 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 الثاني من السنة الدراسية ٢٠١٢/٢٠١١ والأول من السنة الدراسية ٢٠١٣/٢٠١٢ من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الثاني و مشروع التخرج في الفصل الأول .

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.

١.٦ فصول 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.

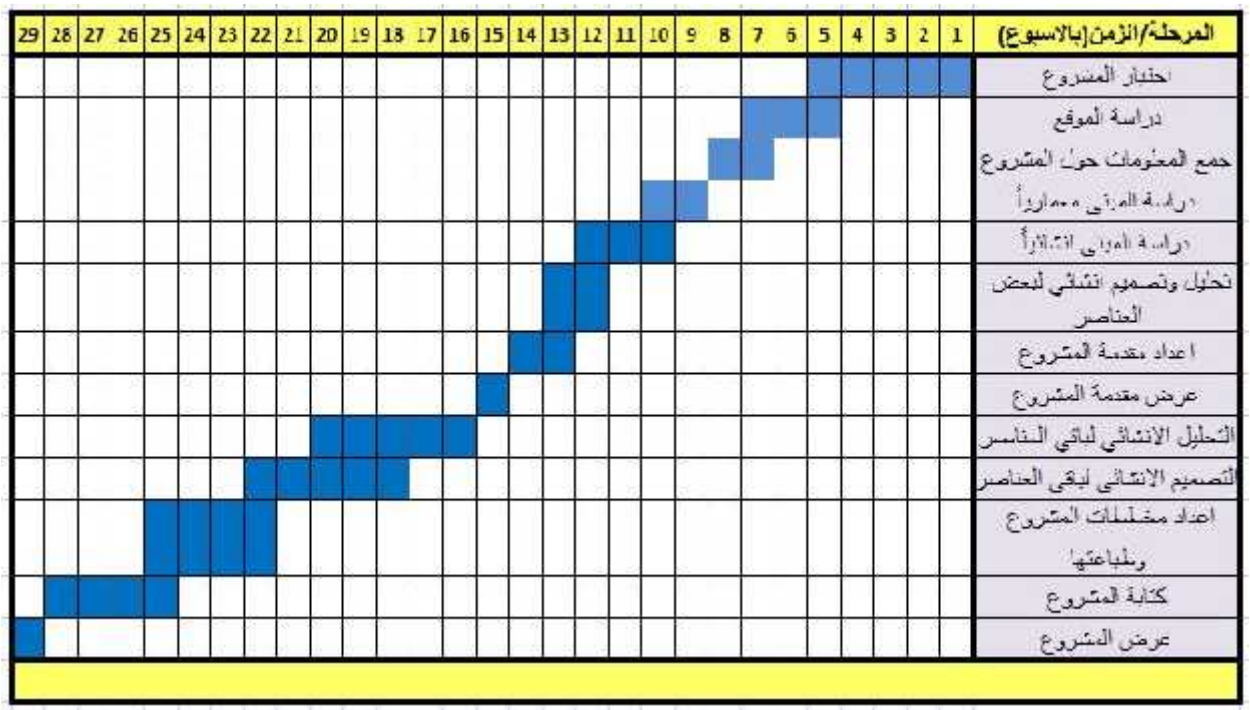
٤) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

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(٢٠١١/٢٠١٢) و(٢٠١٢/٢٠١٣)



الفصل الثاني

2

الوصف المعماري للمشروع

٢.١ تمهيد

٢.٢ فكرة المشـــــــــروع

٢.٣ فكرة الموقع العام

٢.٤ وصف المبنى

2.1 تمهيد :-

ربما يصعب تسجيل الحدث المعماري بسهولة، فهو حدث يلمع في الذهن ثم يختفي ، لكن اثره يبقى وذاكرته تستمر لانه ببساطة يترك علامة لا تمحى ، فالعمارة تبقى حتى بعد ذهاب من بناها وهي تبقى لتستجيب لمطالب أناس لم يضعوها وهي تستمر رغم كل الأزمات لتسجل التاريخ بطريقتها . وهنا فان المشروع المقدم يبدو كعمل عمراني يصنع التغيير ليس على مستوى العمارة والتخطيط فقط بل على المستوى ألخدماتي والمعرفي لكونه يخدم المجتمع في منطقة دورا ، واليوم ما يحدث في فلسطين نقلة في العمارات الخدمية والمعرفية في مختلفة الأفرع .

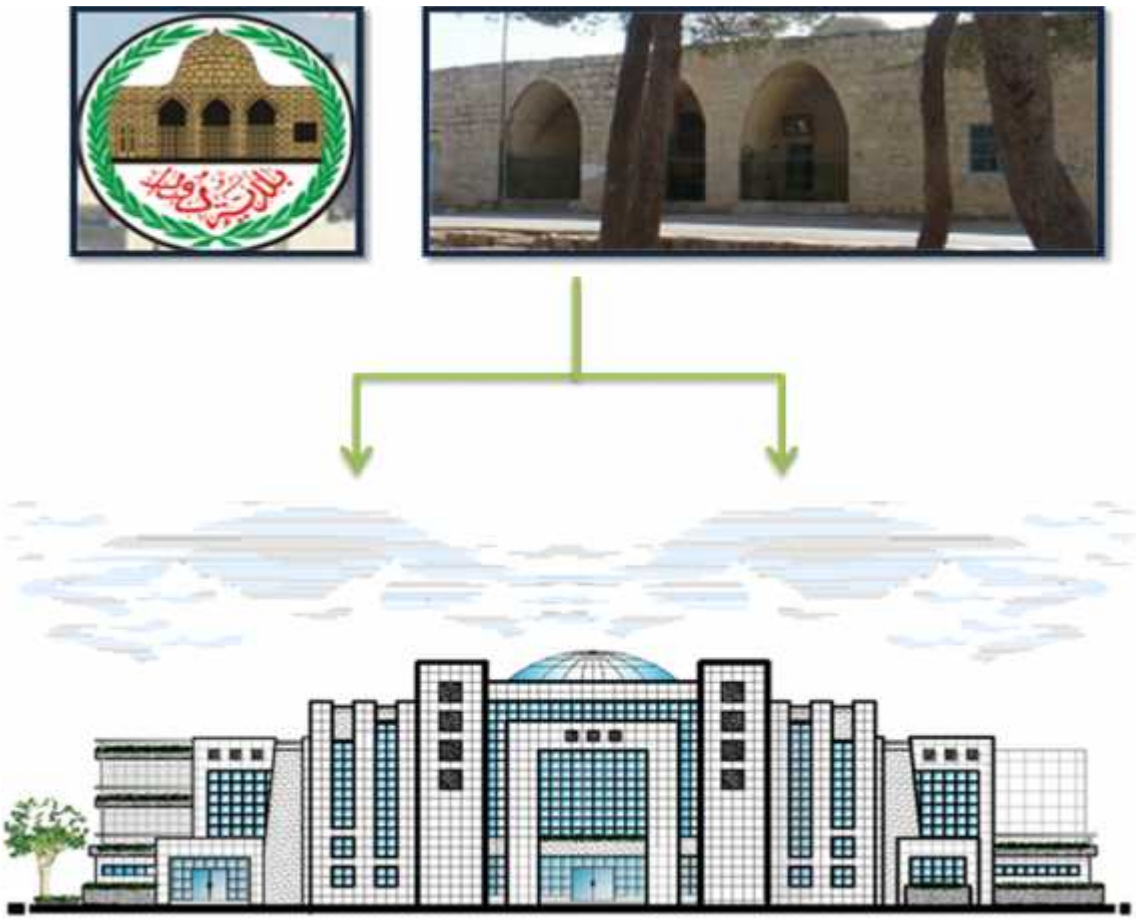
اعتمد تصميم هذا المبنى على العناصر المعروفة للمؤسسات الخدمية " مباني البلديات" وقد تم الاهتمام بالفراغ الداخلي المهم والمرتبط بجميع عناصر المبنى الأفقية والعمودية كذلك الفتحات الطولية مع وجود العديد من التكوينات الحديثة المعاصرة والتي أثبتت أهمية وجودها كصالات العرض وساحات الخدمات بالإضافة إلى الصالة الرئيسية متعددة الاستخدام ، وبصفة عامة فان المبنى يعكس تجربة بلدية دورا في طريقة التعاطي مع العناصر المهمة التي طلبت أن توجد في هذا المبنى كذلك ، حيث ضم المبنى جميع العناصر الخدمية التي تهم المراجعين والصناعة والتجارة والثقافة في المنطقة أضف إلى ذلك جميع الفعاليات التي قد تكون ضرورية ألان وفي المستقبل بمساحات مريحة.

2.2 فكرة المشروع :-

كعادة هذه المباني التي توظف التشكيل البصري لجذب الانتباه فالصيغة الإعلامية المعمارية والشفافية المعمارية التي عادة ما تتبناها مثل هذه المباني **تجعل من الشكل أداة** إعلامية أساسية للتواصل مع الجمهور ، يظهر هذا المبنى كمكمون عمراني له خصوصيته البصرية التشكيلية التي تبدأ من المدخل بتكوينه الاسطواني الزجاجي وامتداداته الجانبية التي تشكل الجدران وتعطيها تفاصيلها الخاصة بها ، وهي تفاصيل جاذبة تظهر فيها علاقات الزجاج بالتكوينات الجدارية كمجال تشكيلي مهم يعطي المبنى هويته البصرية الخارجية بشكل كامل، وعلى عكس كثير من المراكز الخدماتية والمؤسسات الحكومية وشبه الحكومية يبدو عنصر الزجاج هنا مهم ومهيمن على التكوين العام للمبنى خصوصا الواجهة الرئيسية ، حيث تظهر العناصر الزجاجية بشكل مؤثر في كل تفاصيل الواجهة الرئيسية.

لعل تكرار استخدام مادتي الألمنيوم والزجاج كتكسية للواجهات في معظم المباني التي تصمم وتبنى هذه الأيام **تتخذ** من هذه الثنائية ملاءً يعبر عن طموح الحداثة والعصرية التي تريد المباني أن تبدو عليها .

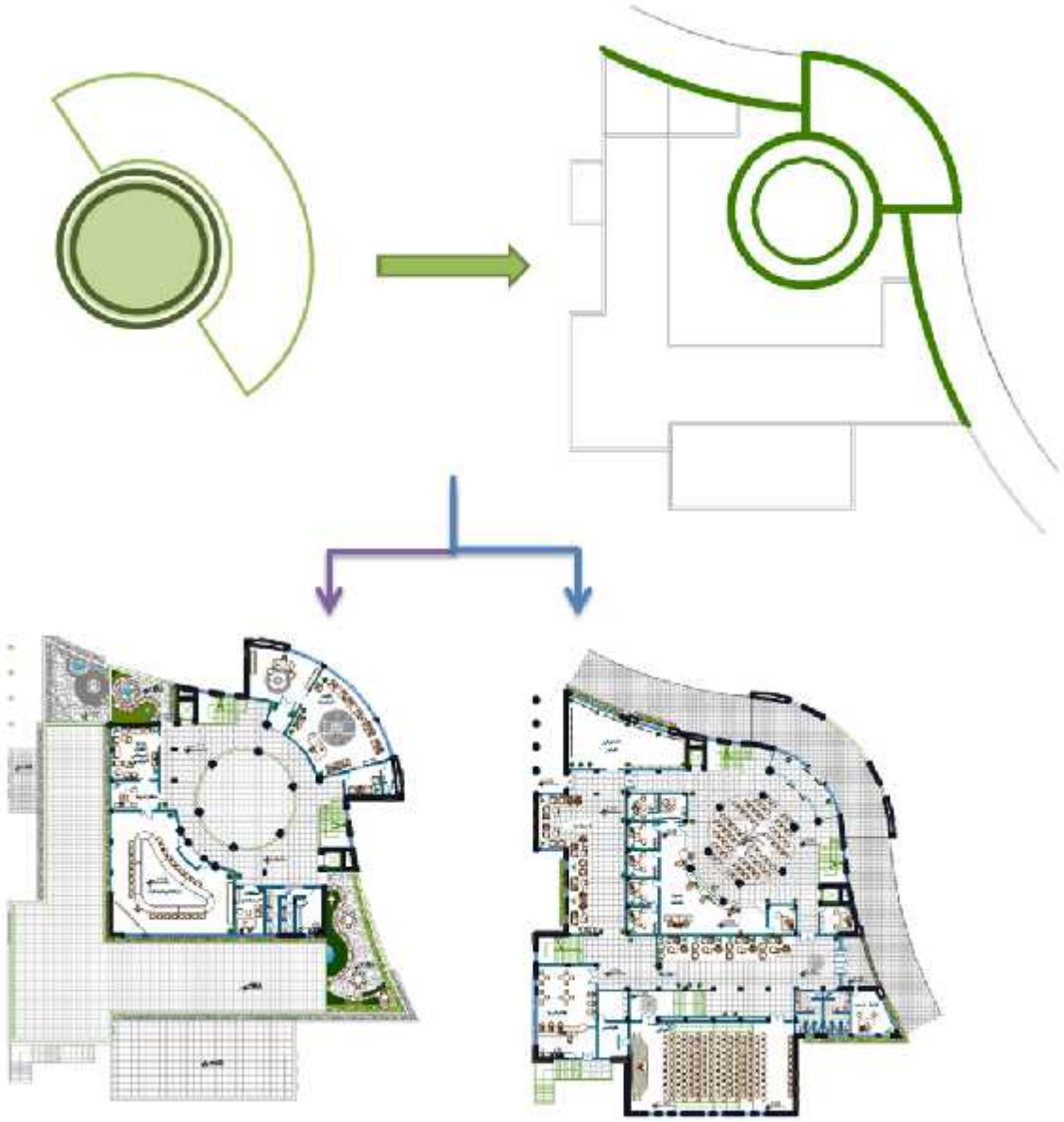
فيما يخص فكرة الواجهات فهي الجمع بين الحداثة والحفاظ على الهوية ، حيث استخدمت القبة التي تظهر في جميع الواجهات كتمثيل لشعار البلدية (الذي يرمز الى قبة مقام النبي **نوح**) .



صورة توضيحية لاستخدام القبة في الواجهات

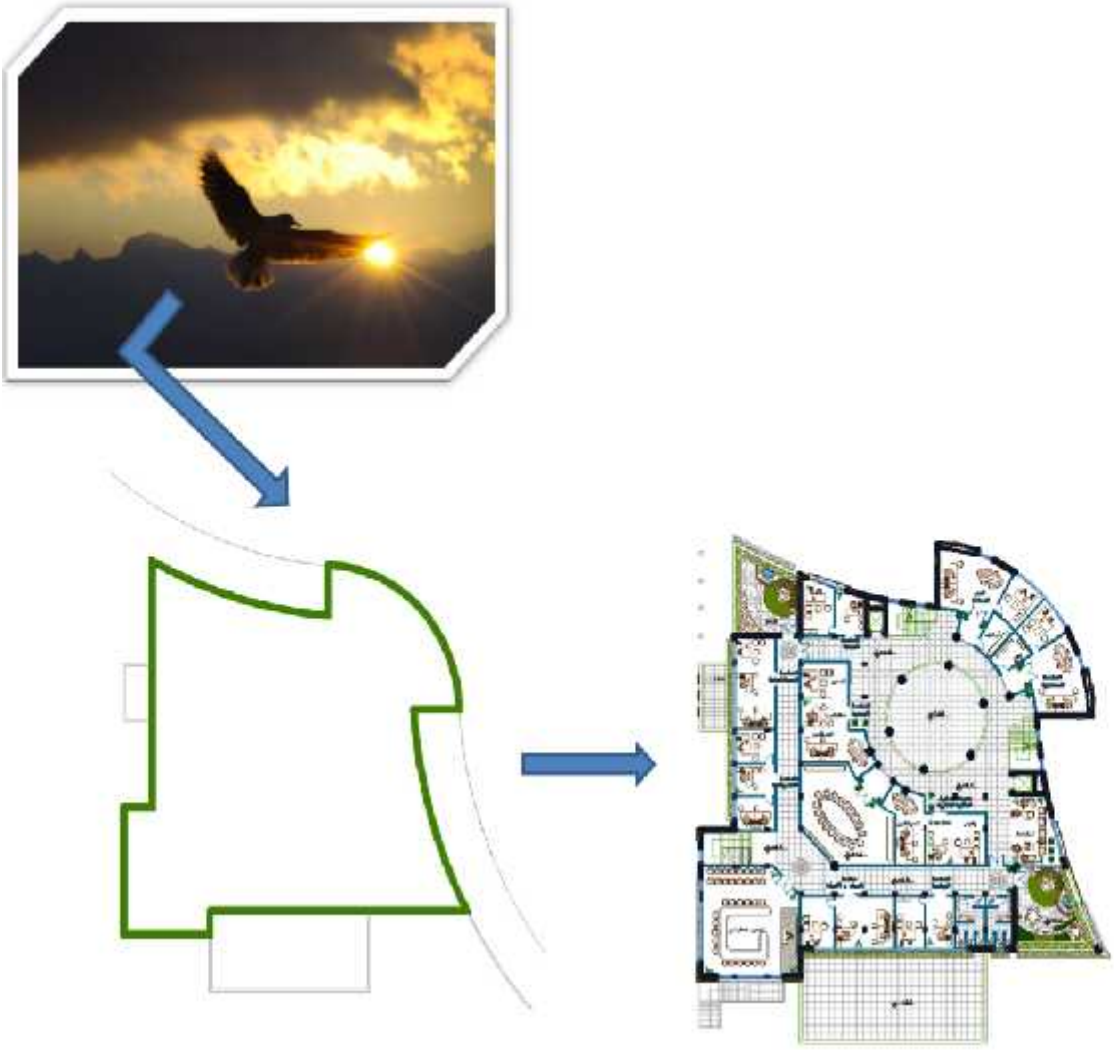
المصدر : المهندس المعماري

هذا المبنى على وجه الخصوص يستعرض من خلال تكوينه العام الذي يظهر على شكل مربع مقطوع تحول احد اركانه الى تكوين اسطواني ، **وقد اعتمد** هنا على فكرة الاحتواء من خلال وضع العناصر التصميمية الرئيسية في المبنى حول الفراغ الدائري في جميع الادوار، وارتباطه رأسيا بفراغ يمتد حتى النهاية حيث تكون القبة السماوية التي تعكس الارتباط **البصري بالفراغ الخارجي ، أما اذا نظرت** للمشروع من الاعلى تجده يشبه الطائر الذي يسبح بالفضاء فرأسه في المقدمة واجنحته على الاطراف ،أما كتل المبنى فتتميز بالانسيابية والحركة الهادئة.



صورة (٢.٦) صورة توضيحية لفكرة الاحتواء في المساقط الأفقية

المصدر : فريق العمل

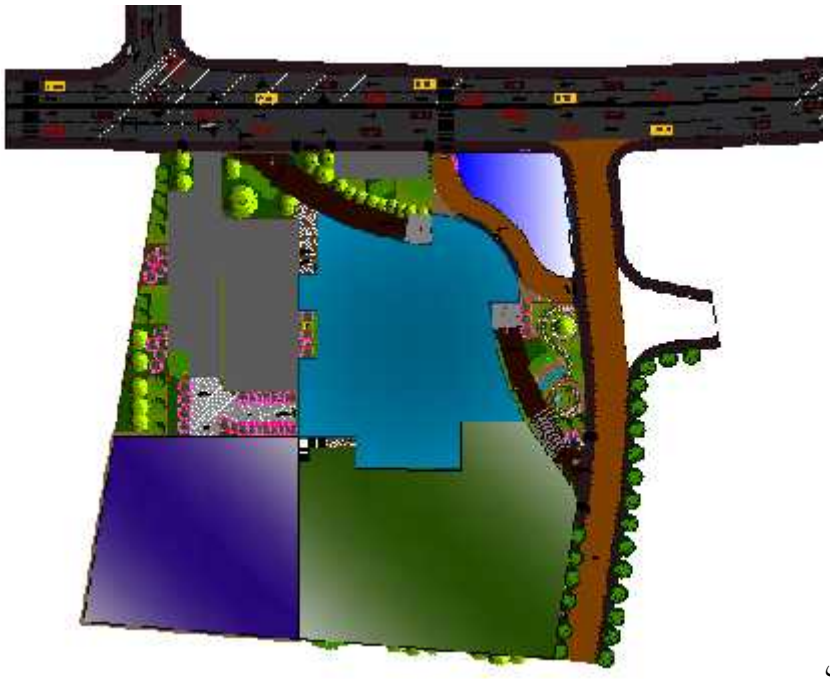


صورة توضيحية لفكرة الطائر في المساقط الأفقية

المصدر : المهندس المعماري

2.3 فكرة الموقع العام :-

الموقع العام للمبنى جاء ليستجيب الى كل ما تتطلع اليه بلدية دورا من فعاليات خارجية تخدم المراجعين والزوار بالاضافة الى استيعاب جميع خدمات البلدية ، فالموقع يترك مساحة امامية جميلة جدا تتصدر هذه الساحة رمز بلدية دورا مُخرجاً من خلال استخدام المزروعات التي هي بالاساس عمل جموع سكان دورا في وقت من الاوقات بالاضافة الى ساحات خدمات المراجعين من كراجات للسيارات وحدائق موزعة واكبرها تلك المطلة على الشارع المخصص للمشاة بجانب المدخل الخاص بالصالة متعددة الاغراض اما بالنسبة للبلدية نفسها فان الساحة الخلفية تخدم احتياجات البلدية جميعها من الكراجات المظللة الخاصة بأملاك البلدية من سيارات وشاحنات بالاضافة الى بعض المخازن الخارجية وجميعها يحيط بساحة داخلية لتسهيل عملية التحرك والانطلاق، كما وهناك مدخل شمالي معد لخدمة المعارض ، تحميل وتنزيل وادخال للمعدات المواد وعرضها على الجمهور ، كما ويعتبر مدخلاً ثانويا للهروب في حال أي طارئ .



وتم تربيط المبنى بإحداثيات زوايا الطابق الارضي

وهي مبينة في الجدول الملحق (Appendix A-1)

صورة الموقع العام

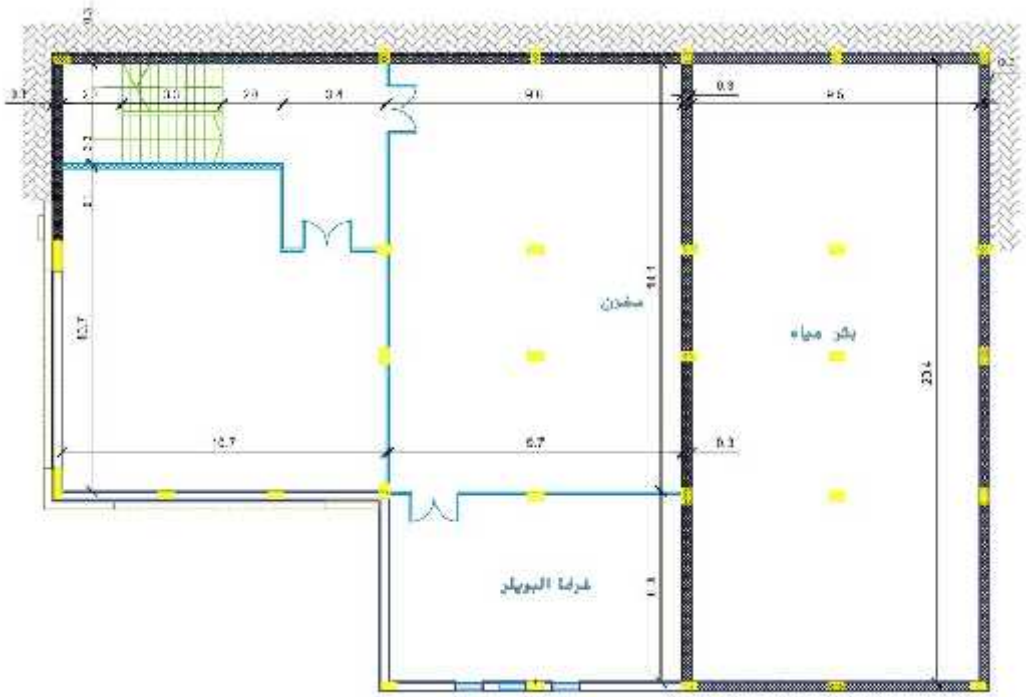
المصدر: المهندس المعمار ي

2.4 وصف المبنى :-

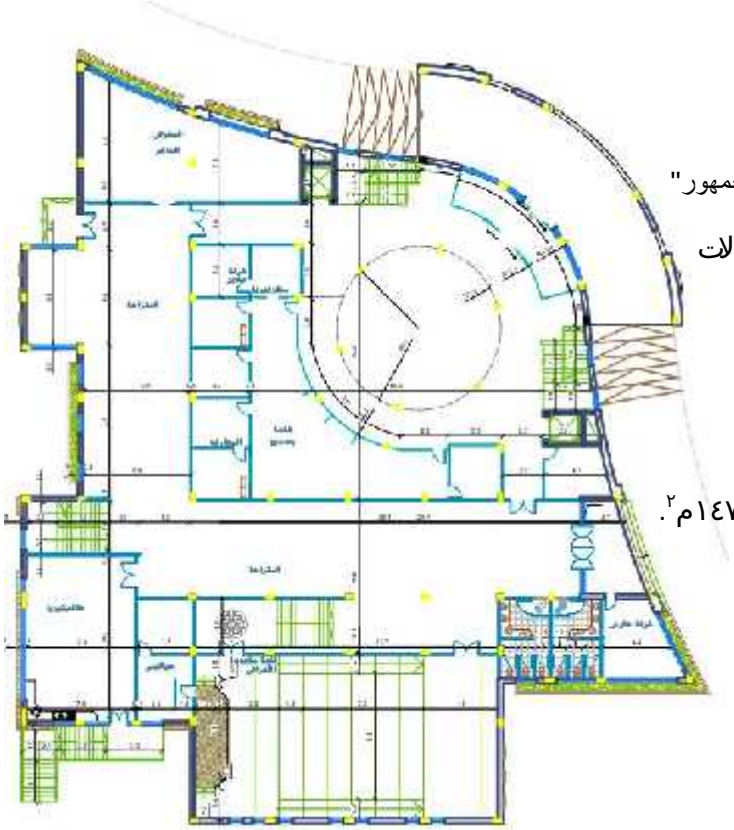
2.4.1 دراسة عناصر المشروع :

2.4.1.1 المساقط الأفقية :-

يتكون المبنى من دور التسوية وبه الأرشيف وبعض الفعاليات الخدماتية الأخرى من أجهزة التدفئة ومولد الكهرباء وبعض المخازن وبمساحة لا تتجاوز الـ ٥٨١م^{٢}.



طابق التسوية



الطابق الارضي

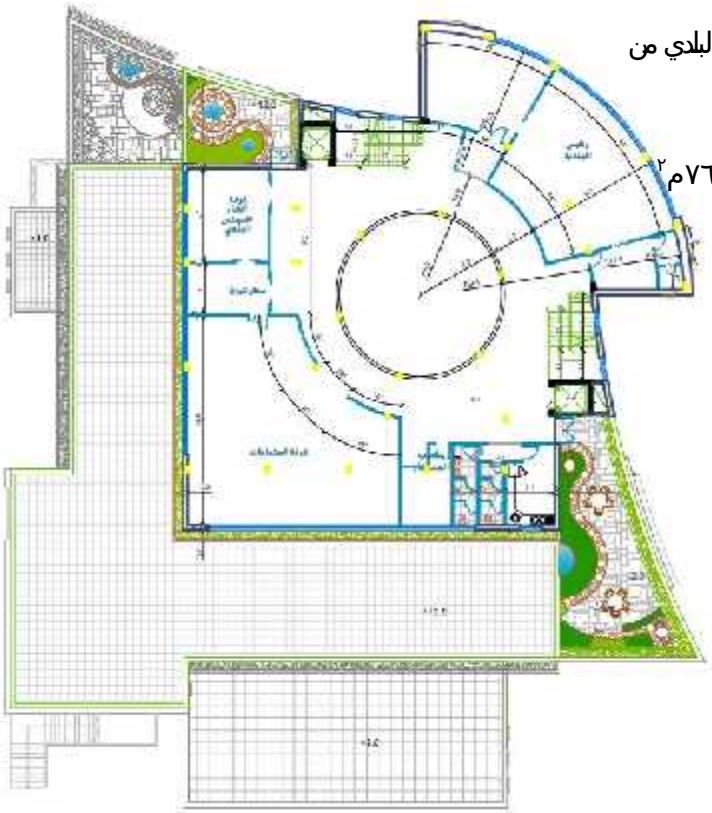
أما الدور الأرضي فيشتمل على صالة رئيسية للمراجعين " خدمة الجمهور" **ورُكز** في هذا المستوى على خدمات الدعاية **والإعلام** ، ألا وهي **صالات العرض الخاصة بالصناعات والمنتجات** الزراعية **بالإضافة إلى** المعارض الفنية ، كذلك تقع في هذا الستوى قاعة رئيسية متعددة **الإغراض بالإضافة إلى بعض الخدمات الأخرى ووسائل الاتصل العمودي كالأدراج** والمصاعد الكهربائية. وتبلغ مساحته ١٤٧٥م^{٢}.

الطابق الاول

أما الدور الأول فانه يحتوي على **الأقسام** الفنية الضرورية **المختلفة** في هذا **الصرح** كقسم الكهرباء والميكانيك ، والهندسة المدنية **و** المعمارية ، وقسم هندسة المساحة، والهندسة الزراعية، وهندسة المياه والصرف الصحي. وبعض خدمات الجمهور. وتبلغ مساحته ١٣٩٢م^{٢}.

ويضم الدور الثاني وحدة المشاريع ، الديوان ، **العطاءات والمشتريات** ، وحدة شؤون الموظفين ، وحدة التخطيط والتطوير الاقتصادي، وحدة الحاسوب والصيانة ، وحدة الحركة والميكانيك، ووحدة الموارد البشرية، **إضافة لوجود استراحة** للمراجعين . وتبلغ مساحته ١٢٢٩م^{٢}.

الطابق الثاني



أما الطابق الأخير فهو مخصص لرئيس **وأعضاء المجلس البلدي من** مكتب رئيس البلدية ، **بالإضافة إلى مكاتب** السكرتارية **ومكتب أعضاء** المجلس البلدي وغرفة اجتماعات رئيسية.وتبلغ مساحته ٧٦٢.٥م^{٢} أي أن المساحة الإجمالية للمبنى تبلغ ٥٤٣٩.٥م^{٢} .

بشكل عام يحاول المشروع أن يقدم فكرة واضحة عن مالك المبنى وهي مؤسسة شبه حكومية ذات تأثير عميق في المجتمع وخدماته من خلال توظيف الحداثة كرسالة بصرية مهمة يفهمها الناس .

الطابق الثالث

توزيع المساحات على الطوابق

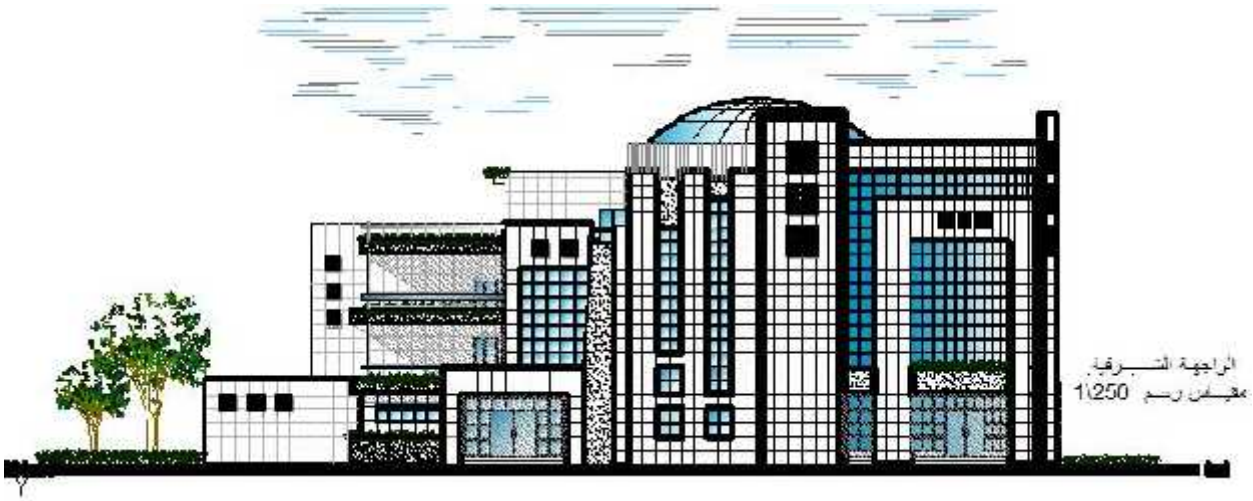
الطابق	التسوية	الأرضي	الأول	الثاني	الثالث	المجموع
المساحةم٢	٥٨١	١٤٧٥	١٣٩٢	١٢٢٩	٧٦٢.٥	٥٤٣٩.٥

2.4.1.2 وصف الواجهات :-

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

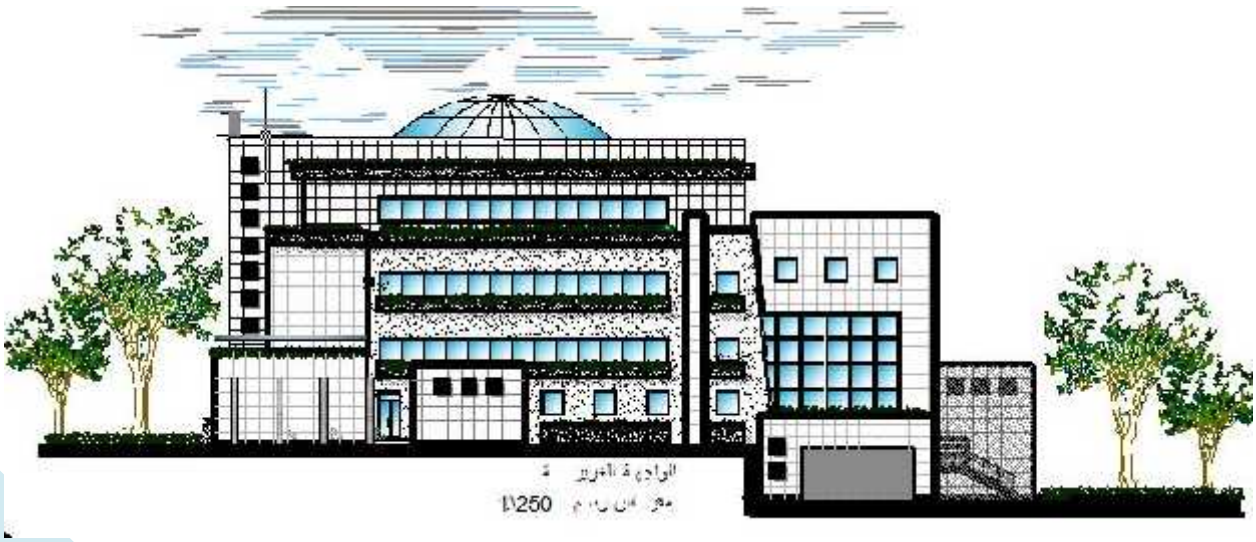
١-الواجهة الشرقية :-

وهي الواجهة التي تطلع عليها الشمس وتظهر فيها التراجعات المعمارية الجميلة، ويظهر في يمين الصورة بالأسفل المدخل الرئيسي للمبنى وفي يسارها المدخل الأخر .



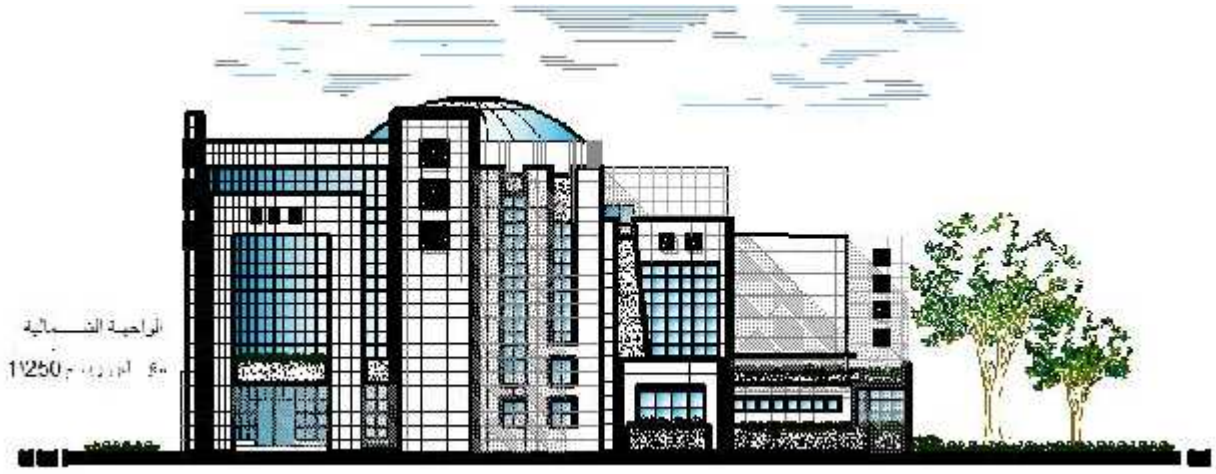
٢- الواجهة الغربية :-

تحتوي هذه الواجهة على منسوبين يظهرا جمالها ويظهر المسرح أقصى يمين الصورة أسفله، كما وتطل هذه الواجهة على موقف السيارات .



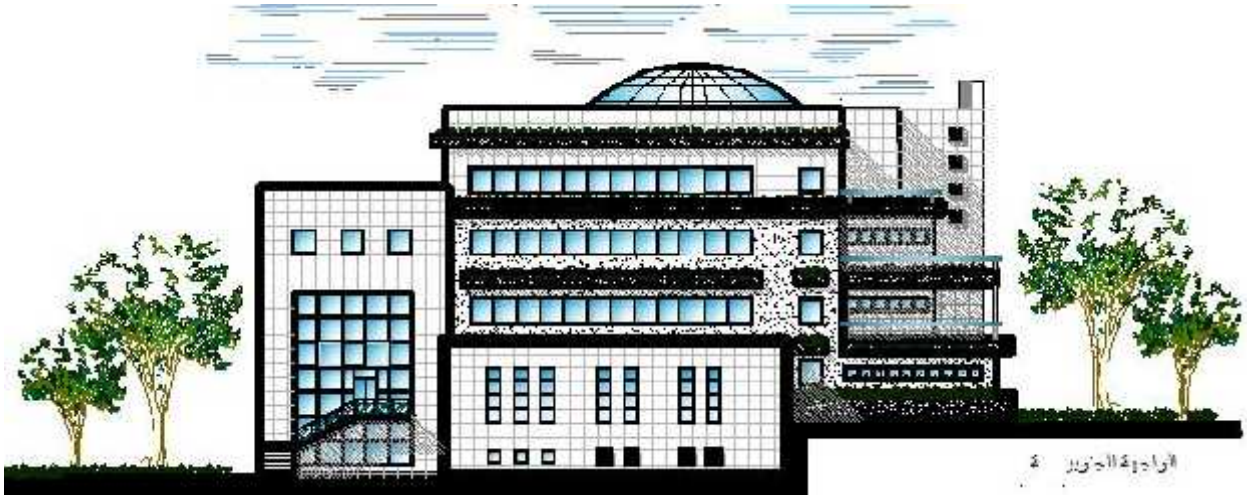
٣- الواجهة الشمالية :-

يظهر في هذه الواجهة المدخل الرئيسي للمبنى في يسار الصورة كما وتظهر التراجعات المعمارية التي تبرز جمال المبنى في الصورة أسفله .



٤- الواجهة الجنوبية :-

تحوي على مدخل فرعي صغير يصل الطابق الأول مباشرة وتحوي على منسوبين الطابق الأرضي وطابق التسوية كما ويظهر المسرح جليا في هذه الواجهة المبينة في الصورة أسفله .



شكل ٢.٤.٣

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 الإختبارات 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.

٧.٥.٣ الجدران الإستنادية

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 . فعبد 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 المعاير 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 منلسبة 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 .
- ✓ الرونق 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 إنهيار للمنشاة **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 والإتجاه.

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

المصدر : الكود الاردني

٣.٣.٣الأحمال الحية :-

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة ، او لستعمالات 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.

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
١٥٠٠ > h > ٥٠٠	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 .

ونظرا لوجود 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 ،

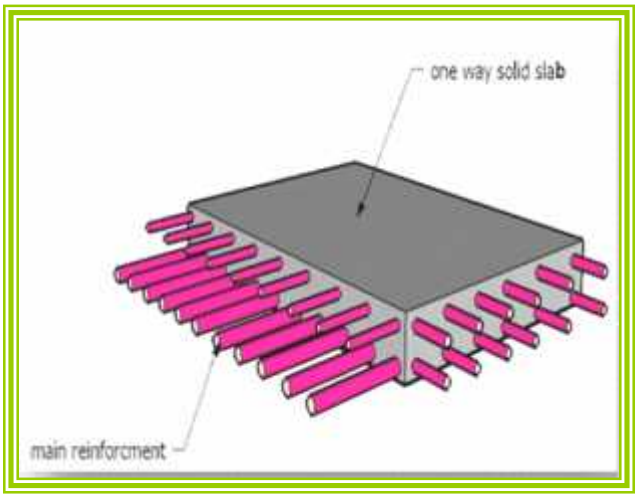
وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :-

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

٣.٥.١ .١ العقدات المصمتة Solid Slabs:-

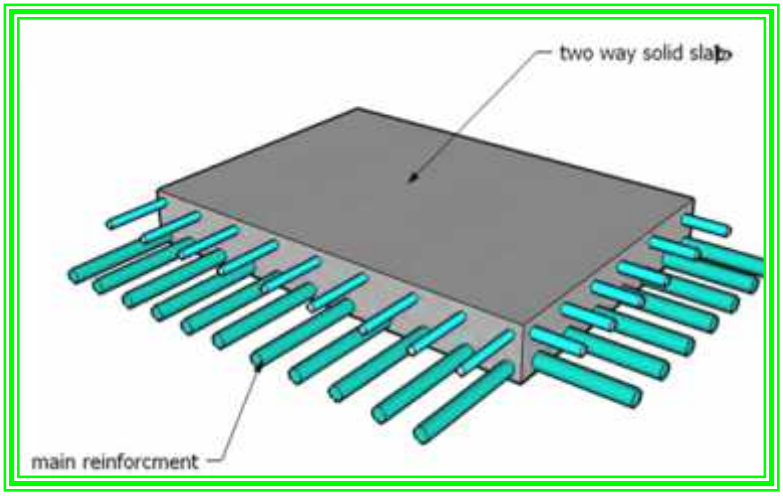
وينقسم هذا النوع إلى قسمين وهما :-

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 :

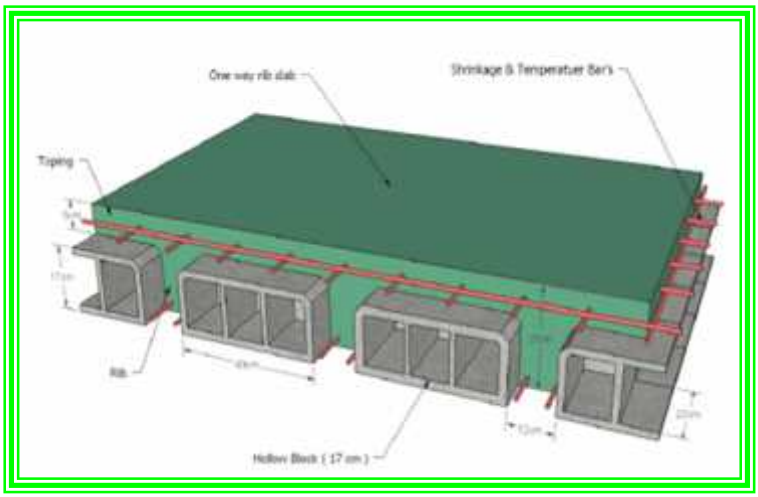
أما العقدات المفرغة فتقسم إلى قسمين هما :-

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):-

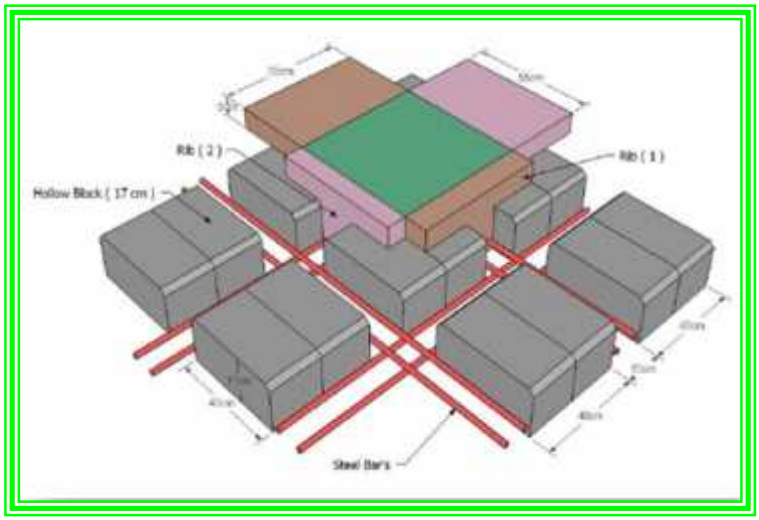
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحات بدون جسور ساقطة ، وتستخدم لبحور طويلة، ويتم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع وعقدات بيت الدرج ومطالع الدرج ، وذلك لخفة وزنها و فعاليتها .



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

٢.١.٥.٣ب- 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 .**



الشكل (٣ – ٤) عقدات العصب ذات الاتجاهين

٢.٥.٣ الجسور :-

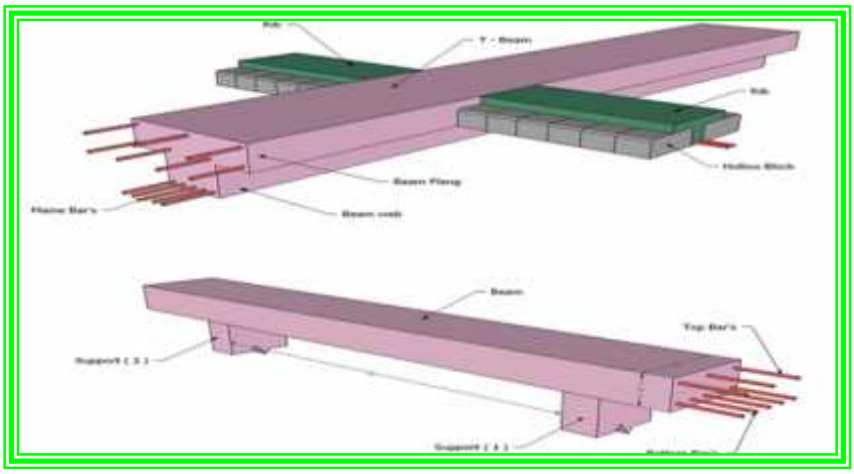
وهي عناصر إنشائية أساسية ، **تقوم بنقل الأحمال من الأعصاب** والعقدات المصمتةلتقوم بنقلها إلى الأعمدة، و الجسور الخرسانية على نوعين هما :-

١. **الجسور المحورة : - عبارة عن الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة .**
٢. **الجسور الساقطة (Dropp Beams) : -**

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

. L –section , T-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).

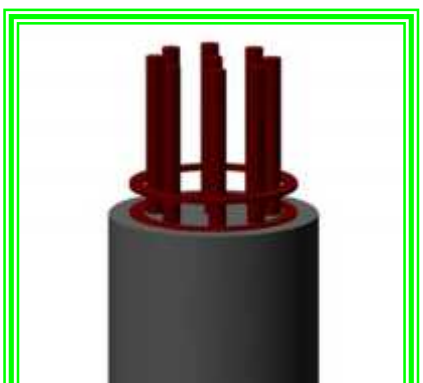


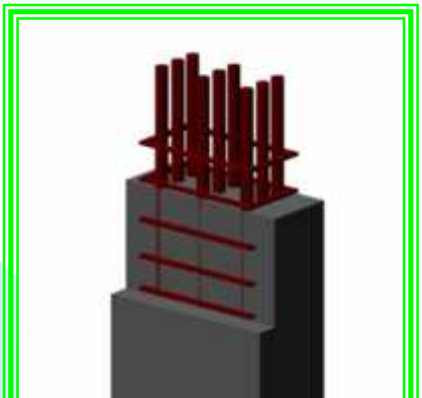
الشكل (٣- ٥) أشكال الجسور .

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 -ا -

٣ -٦-ب عمود مستطيلي

الشكل(٣ –٦) يبين أنواع الأعمدة المستخدمة .

٤.٥.٣ جدران القص (Shear Wall) :-

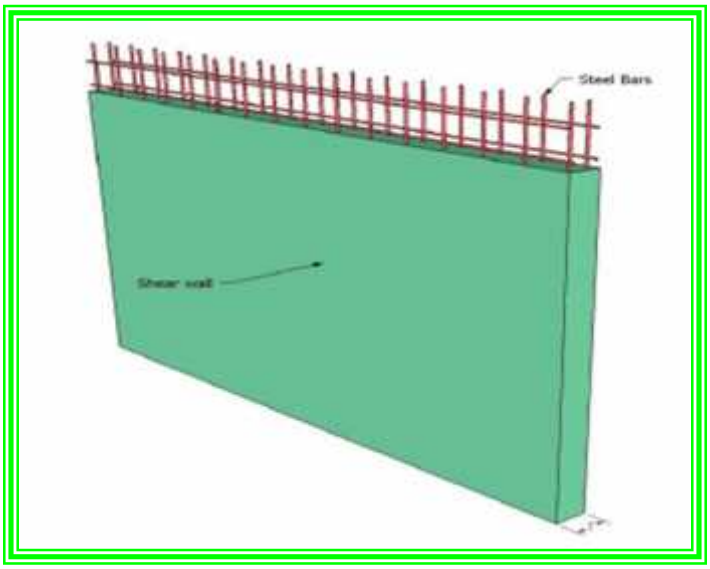
وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى **جدران القص** (shear wall) ، وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية .

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

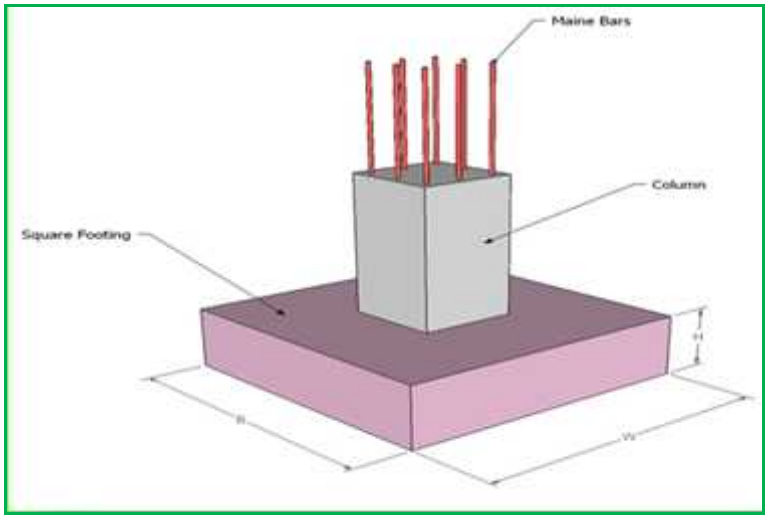
٥.٥.٣ الأساسات(Foundations) :-

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 .

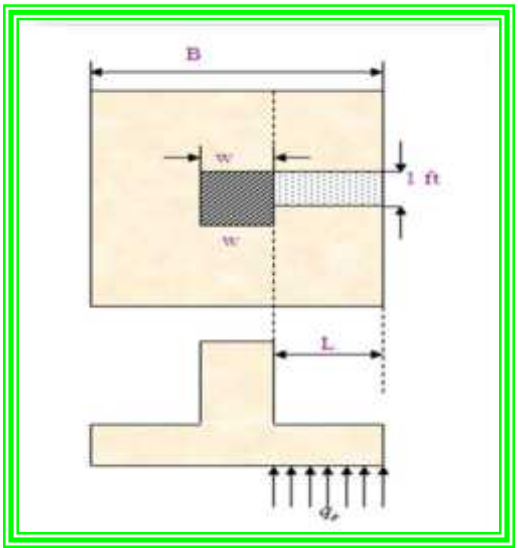
وتعتبر الأساسات حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض ، ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها ،فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات إلى التربة ويكون الأساس مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضا الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والثلوج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

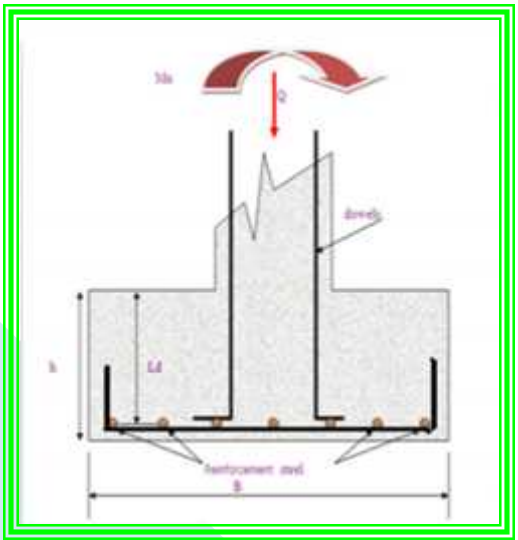
وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات ، وبناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس .

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 .



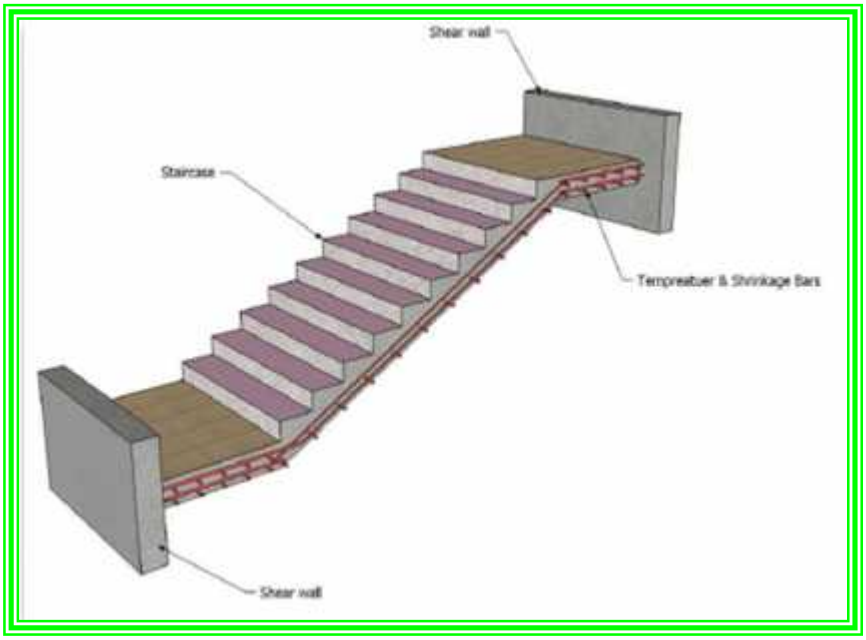


الشكل رقم (٣-٩) مسقط أفقي للأساسات **الشكل رقم (٣-١٠) قطاع طولي في الأساس**

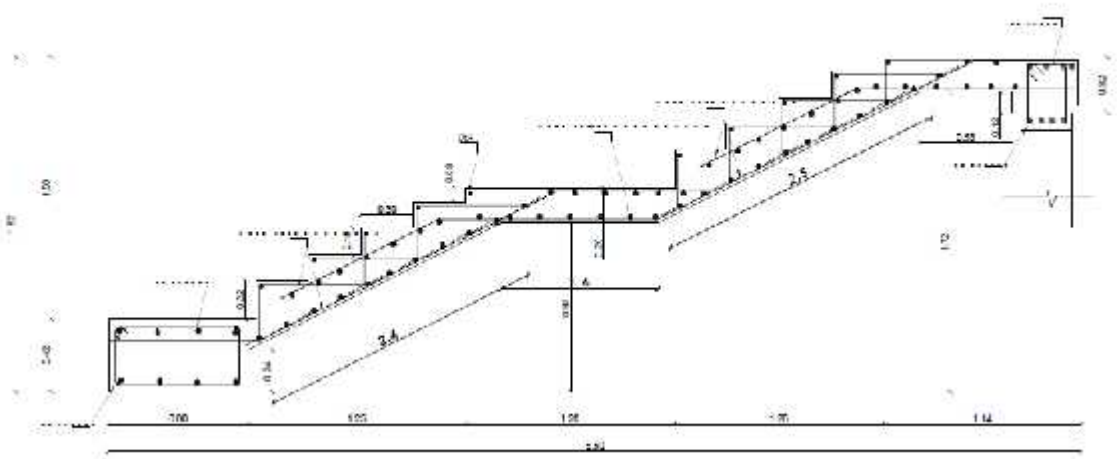
في الشكلين (٣ - ٩)، (٣- ١٠) يوضح كيفية نقل الاحمال من المبنى الى الاساس عن طريق العمود ، وتوضيح عملية مقاومة التربة للاحمال الواقعة عليها من المبنى وايضا توضح عملية توزيع حديد التسليح في الاساس .

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 Two Way Ribbed Slab

4.8 Design of column

4.9 Design of Isolated footing

4.10 Design of strip footing

4.11 Design of basement wall

4.12 Design of stair

4.13 Design of shear wall

4.14 Design of steel column

4.15 Dome Design

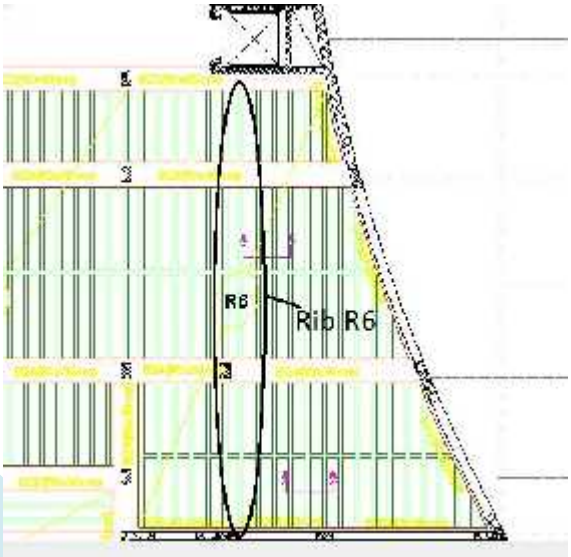
4.16 Wall Design

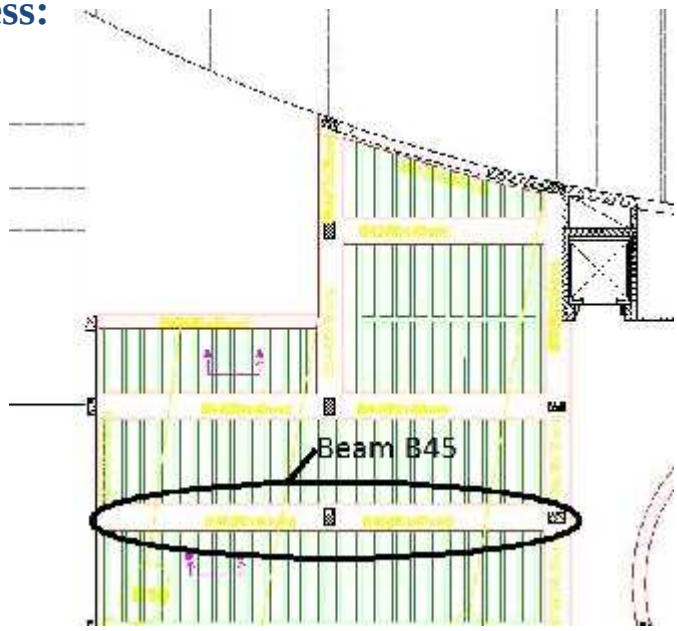
4.17 Solid slab Design

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” for analysis and design.

4.2 Determination of the Slab thickness:





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 Cantilever = L/8 longest cantilever is 2.55 m

= 2550/8 = 318.75 mm

h_{min} for Simply supported = L/16 longest simply supported is 5 m

= 5000/16 = 312.5 mm

h_{min} for one-end continuous = L/18.5 longest one-end cont. is 5.9 m

= 5900 /18.5 = 319 mm

h_{min} for both-end continuous = L/21 longest both-end cont. is 6.5 m

= 6500/21 = 309.5 mm

Select Slab thickness h= **32** cm with 24cm block & 8cm Topping.

4.3 Determination of Dead Load :

Topping Load Calculations

material	gama	h	b	KN/m
tiles	23	0.03	1	0.3726
mortar	23	0.02	1	0.2484
sand	18	0.07	1	0.6804
topping	25	0.08	1	1.08

			4.41
Live Load	5	1	5

Rib Load Calculations

material	gama	h	b	KN/m
tiles	23	0.03	0.54	0.3726
morter	23	0.02	0.54	0.2484
sand	18	0.07	0.54	0.6804
block	9	0.24	0.4	0.864
R C	25	0.24	0.14	0.84
topping	25	0.08	0.54	1.08
plaster	23	0.02	0.54	0.2484
				4.3338
Live Load	5		0.54	2.7

4.4 Design of Topping:

Pu = 1.2 * 4.41 + 1.6 * 5 = 13.3KN/m^2. (Total Factored Load)

$$\rightarrow Mu = \frac{w_u * l^2}{12} = \frac{13.3 * 0.4^2}{12}$$

$$= 0.177 KN.m.$$

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

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

→ ¤ * $Mn = 0.55 * 2.2 = 1.21 KN.m.$

¤ * $Mn = 1.21 > Mu = 0.22 KN.m.$

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

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

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

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

= 330 mm. ≤ 380mm.

≤ 3 * h = 3* 80 = 240 mm…….controlled.

≤ 450 mm.

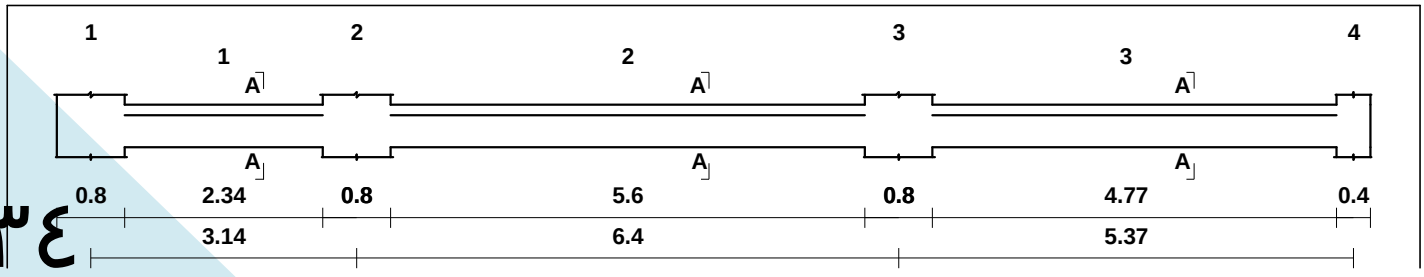
∴**Use Φ8 @ 20 Cm C/C in both directions.**

4.5 Design of R R6:

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*4.334 = 5.201 KN/m of rib.

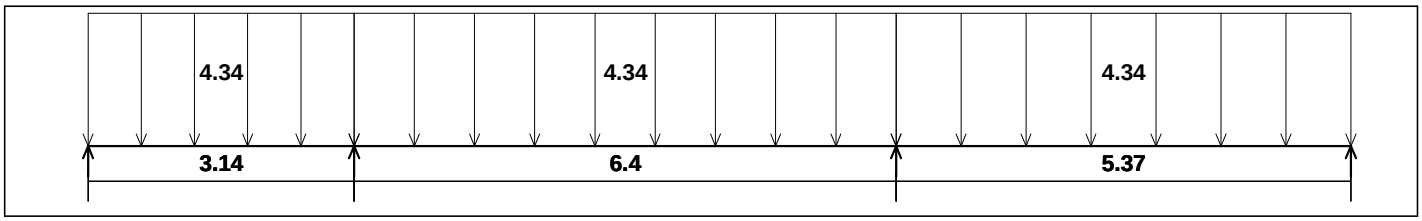
Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*2.7 = 4.32 KN/m of rib.

Figure (4-2): Rib geometry.



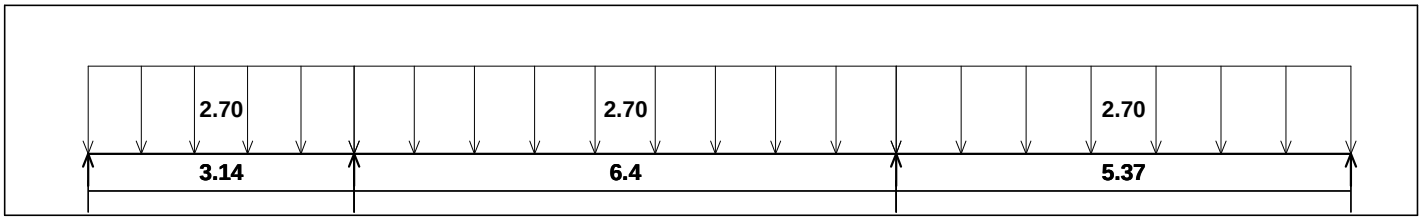
load group no. 1
Dead load - Service

Units:kN,meter



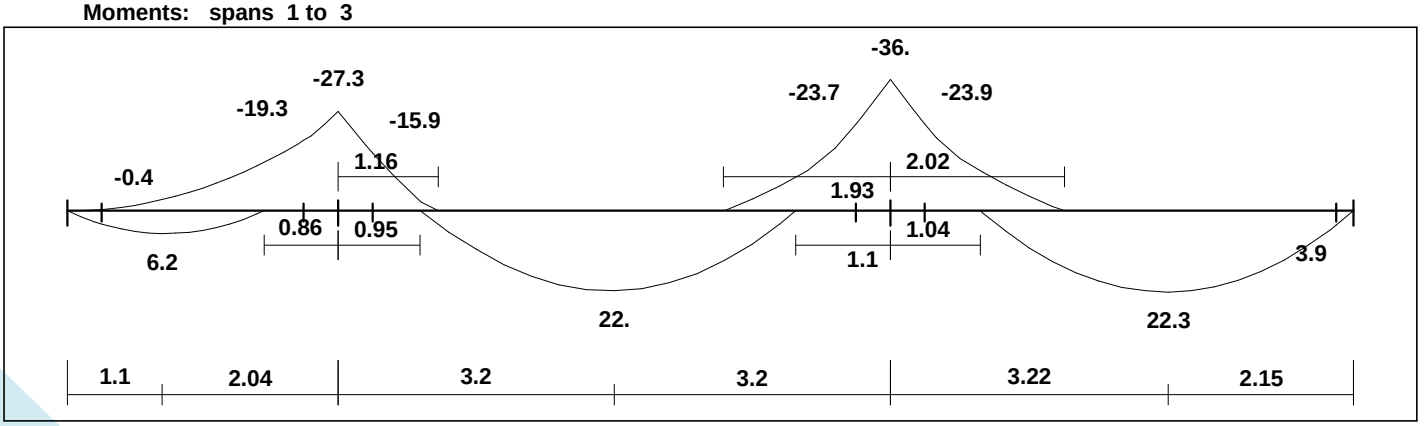
Live load - Service

Load factors: 1.20,1.20/1.60,0.00

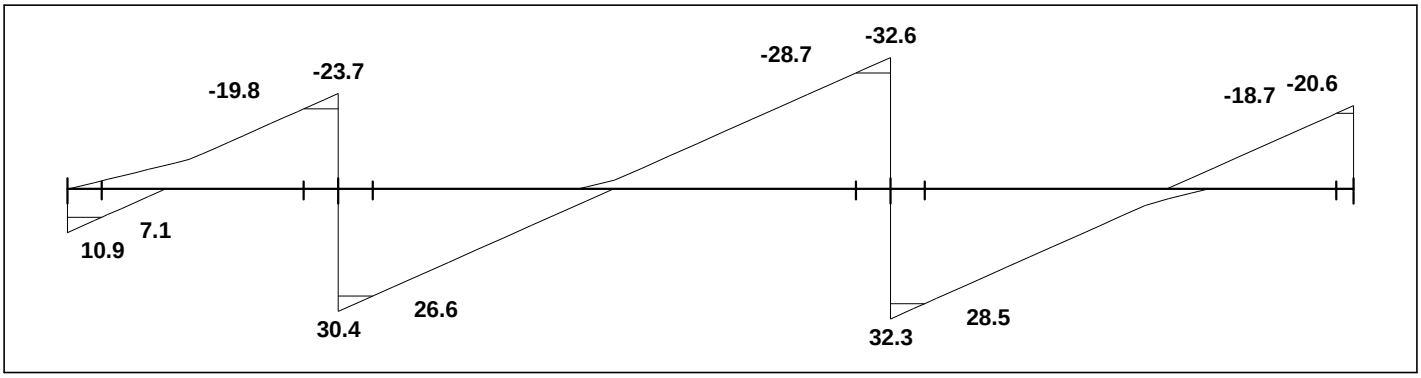


M o m e n t / S h e a r E n v e l o p e (Factored) Units:kN,meter

Moments: spans 1 to 3



Shear



Reactions

Factored

DeadR	3.88	28.22	35.18	10.37
LiveR	7.	25.87	29.66	10.24
Max R	10.88	54.09	64.85	20.61
Min R	0.09	33.53	49.39	8.73
Service				
DeadR	3.23	23.52	29.32	8.64
LiveR	4.38	16.17	18.54	6.4
Max R	7.61	39.69	47.86	15.04
Min R	0.87	26.84	38.2	7.62

- **Design of flexure:-**

 # Design of Negative moment of rib R6:

1) Maximum negative moment $Mu^{(-)}$ = 23.9 KN.m.

Mn = Mu / ϕ = 23.9 / 0.9 = 26.56 KN.m

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

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{26.6 \cdot 10^{-3}}{0.14 \times (0.284)^2} = 2.35 \text{ MPa}$$

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.35*20.6}{420}}\right) = 0.00596.$

→ $A_s = \rho * b_w * d = 0.00596 * 140 * 284 = 237.02\ mm^2$.

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

$= 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * 140 * 283 \geq \frac{1.4}{420} * 140 * 283$

$= 115.53 mm^2 < 132.07\ mm^2$ ……. Larger value is control.

→ $As_{min} = 132.07\ mm^2 < As_{req} = 237.02\ mm^2$.

∴ $As = 237.02\ mm^2$.

2 Φ14 = $307.9\ mm^2 > As_{req} = 237.02\ mm^2$. OK. *Note: $A_{\Phi 14} = 153.9\ mm^2$.

∴ Use 2 Φ14

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

Tension = Compression

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

$307.9 * 420 = 0.85 * 24 * 140 * a$

$a = 45.28$ mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{45.28}{0.85} = 53.27$ mm. * Note: $f'_c = 24$ MPa< 28 MPa→ $\beta_1 = 0.85$

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

$= \frac{283-53.27}{53.27} * 0.003 = 0.013 > 0.005$ ∴ ϕ =0.9 OK

2) Negative Moment $Mu^{(-)}$ = 19.3 KN.m.

Mn = Mu / ϕ = 19.3 / 0.9 = 21.44 KN.m

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{21.44*10^{-3}}{0.14*(0.284)^2} = 1.9$ MPa

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.9 * 20.6}{420}}\right) = 0.00476$$

→ $A_s = \rho * b_w * d = 0.00387 * 140 * 284 = 189.13\ mm^2$.

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

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 140 * 284 \geq \frac{1.4}{420} * 140 * 284$$

$= 115.94\ mm^2 < 132.453\ mm^2$ ……. Larger value is control.

→ $As_{min} = 132.453\ mm^2 < As_{req} = 189.13\ mm^2$.

∴ $As = 189.13\ mm^2$.

2 Φ12 = $226.2\ mm^2 > As_{req} = 189.13 mm^2$. OK. *Note: $A_{\Phi 12} = 113.1\ mm^2$.

∴ **Use 2 Φ12**

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

Tension = Compression

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

$226.2 * 420 = 0.85 * 24 * 140 * a$

$a = 33.26$ mm.

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{33.26}{0.85} = 39.13\ mm.$$ * Note: $f'_c = 24$ MPa< 28 MPa → $\beta_1 = 0.85$

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

$$= \frac{284 - 39.13}{39.13} * 0.003 = 0.019 > 0.005$$ ∴ ϕ =0.9 OK.

∴ **Use 2 Φ12 for all $Mu^{(-)} \leq 19.3$ KN.m in rib 6.**

 # Design of Positive moment of rib R6 :-

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

= 320 – 20 – 10 – $\frac{12}{2}$ = 284 mm.

→ $M_{u\,max}$ = 22.3 KN.m

b_E ≤ Distance center to center between ribs = 540 mm…… Controlled.

≤ Span/4 = 2340/4 = 585 mm.

≤ (16* t_f) + b_w =(16* 80) +140 =1420 mm.

→ **b_E = 540 mm.**

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

$= 0.85 * 24 * 0.54 * 0.08 * \left(0.284 - \frac{0.08}{2}\right) * 10^3 = 215.03\ KN.m$

ϕM_{nf} = 0.9 * 215.03 = 193.53 KN.m

→ ϕM_{nf} =193.53 KN.m >> $M_{u\,max}$= 22.3 KN.m.

∴ Design as rectangular section.

1) Maximum positive moment $Mu^{(+)}$ = 22.3KN.m

Mn = Mu / ϕ = 22.3 / 0.9 = 24.78 KN.m.

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

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{24.78*10^{-3}}{0.54*(0.284)^2} = 0.569$ MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.569*20.6}{420}}\right) = 0.001374.$

→ $A_s = \rho * b_E * d = 0.001374 * 540 * 284 = 210.75\ mm^2$.

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

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 140 * 284 \geq \frac{1.4}{420} * 140 * 284$

= 115.94mm^2 < 132.53 mm^2 ……. Larger value is control.

→ As_{min} = 132.53 mm^2 < As_{req} = 210.75 mm^2.

∴ As = 210.75 mm^2.

2 Φ12 = 226.2 mm^2 > As_{req} = 229 mm^2 . OK. *Note: $A_{\Phi 12}$ = 113.1 mm^2.

∴ **Use 2 Φ12**

→ **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 * 540 * a

a = 8.62 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.19}{0.85}$ =10.14 mm * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa → β_1 = 0.85

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

$= \frac{284-10.14}{10.14} * 0.003 = 0.079 > 0.005$ ∴ ϕ =0.9 OK

2) Positive moment $Mu^{(+)}$ = 6.2 KN.m.

Mn = Mu / ϕ = 6.2/ 0.9 = 6.9 KN.m.

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{6.9*10^{-6}}{0.54*(0.284)^2} = 0.158$MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.158*20.6}{420}}\right) = 0.00038.$

→ $A_s = \rho * b_E * d$ = 0.00038 * 540 *284 = 57.9 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)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 140 * 285 \geq \frac{1.4}{420} * 140 * 285$

= 116.35mm^2 < 133 mm^2 ……. Larger value is control.

→ As_{min} = 133 mm^2 > As_{req} = 57.9 mm^2.

∴ As = 133 mm^2.

2 Φ10= 157.1 mm^2 > As_{req} = 133 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 * 540 * a

a = 5.99 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5.99}{0.85}$ = 7.05 mm * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa → β_1 = 0.85

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

$= \frac{285-7.05}{7.05} * 0.003 = 0.1183 > 0.005$ ∴ ϕ =0.9 OK.

∴ **Use 2 Φ10 for** $Mu^{(+)}$ **≤ 6.2 KN.m .**

 # Design of shear of rib R6 :

Vu_d = 28.7 KN.

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

$= 1.1 * 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 0.14 * 0.284 * 10^3$ = 26.78 KN.

→ **Check for items:-**

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

$28.7 \leq \frac{26.78}{2} = 13.4$…....Not satisfy

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

$13.4 \leq 28.7 \leq 26.78$…….Not satisfy

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

$\Phi Vs_{min} \geq \frac{\phi}{16}\sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24} * 0.14 * 0.284 * 10^3 = 9.13$ KN.

$\geq \frac{\phi}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} * 0.14 * 0.284 * 10^3 = 9.94$ KN…….Control.

∴ $\phi Vs_{min} = 9.94$ KN.

$\phi V_c + \phi Vs_{min} = 26.78 + 9.94 = 36.72$ KN.

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

$26.78 \leq 28.7 \leq 36.72$…….satisfy

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

$(\frac{A_v}{s})_{min} \geq \frac{1}{16} * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_{yt}} * b_w = \frac{1}{16} * \frac{\sqrt{24}}{420} * 140 = 0.102$

$\geq \frac{1}{3} * \frac{b_w}{f_{yt}} = \frac{1}{3} * \frac{140}{420} = 0.1111$…….Control.

Try Φ8 (2 Legs):

$\frac{100 A_v}{S} = 0.11111 \rightarrow S = 1413.9$ mm

d/2= 285/2 =142.5 mm

Use Φ8 (2 Legs) @12.5 cm

4.6 Design of Beam :

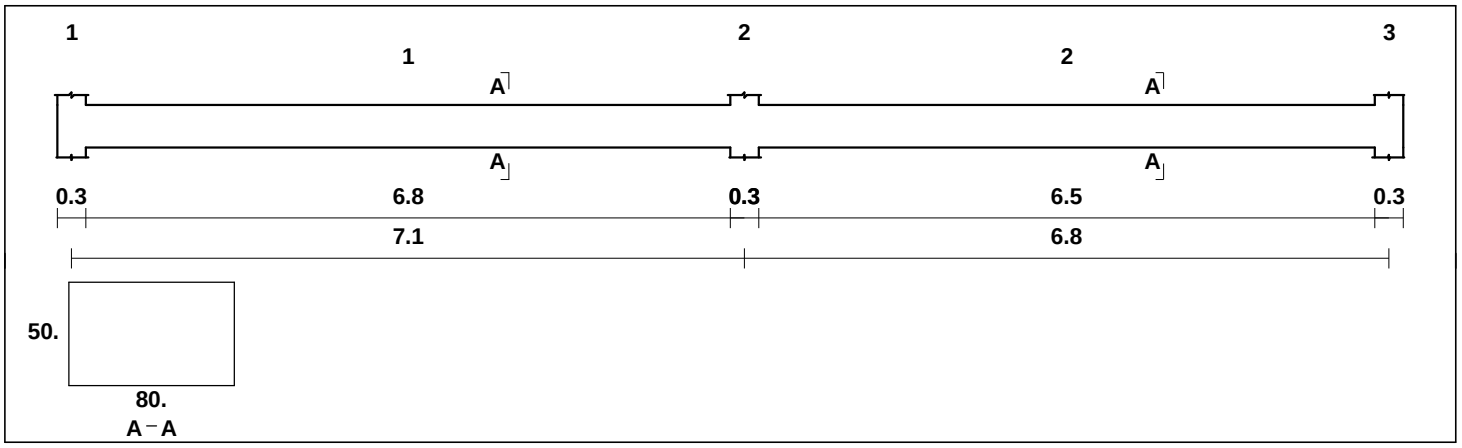
beam load calculation

material	gama	h	b	KN/m

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

tiles	23	0.03	0.8	0.552
morter	23	0.02	0.8	0.368
sand	18	0.07	0.8	1.008
R C beam	25	0.5	0.8	10
plaster	23	0.02	1.16	0.5336
				12.462
Live Load	5		0.8	**4**

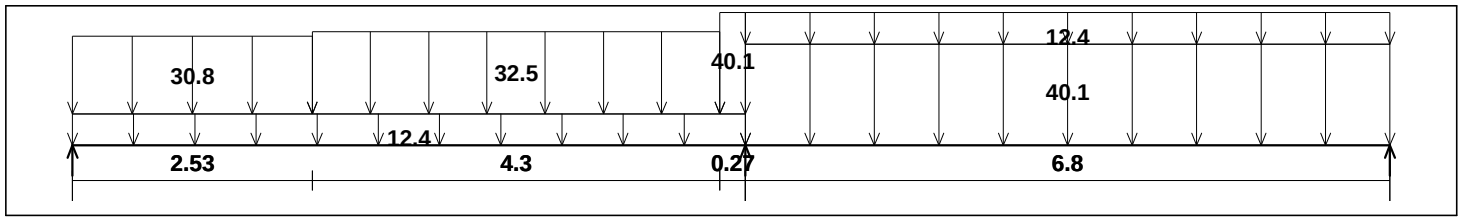
Geometry Units:meter,cm



Loading

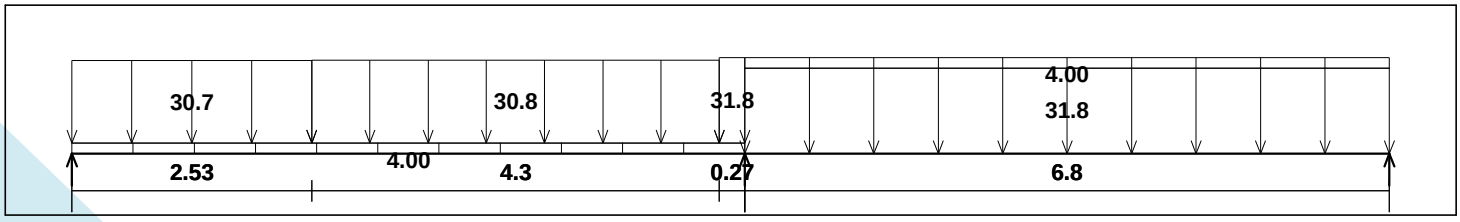
load group no. 1
Dead load - Service

Units:kN,meter

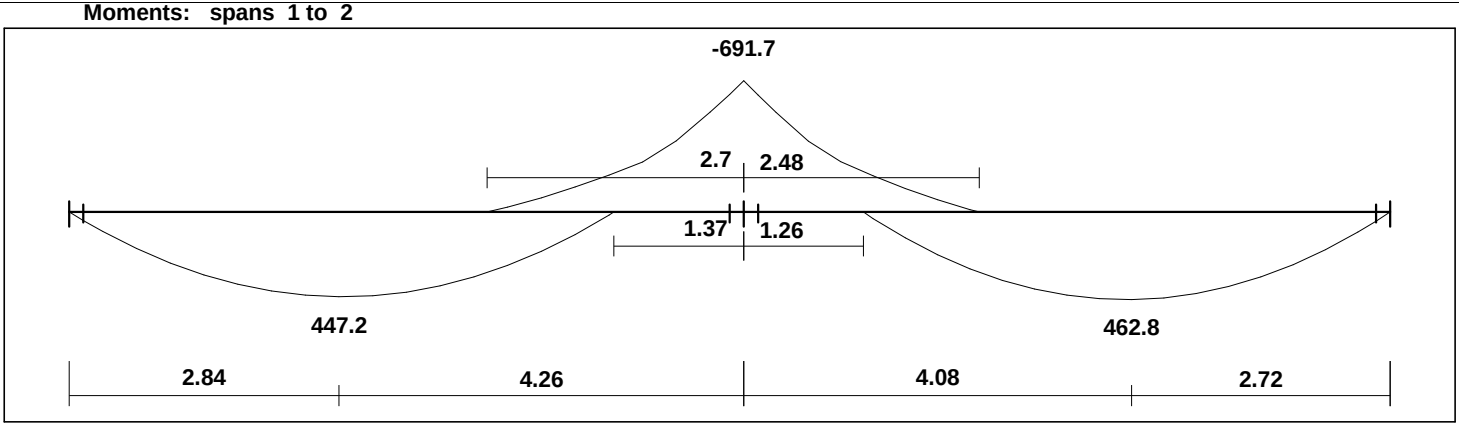


Live load - Service

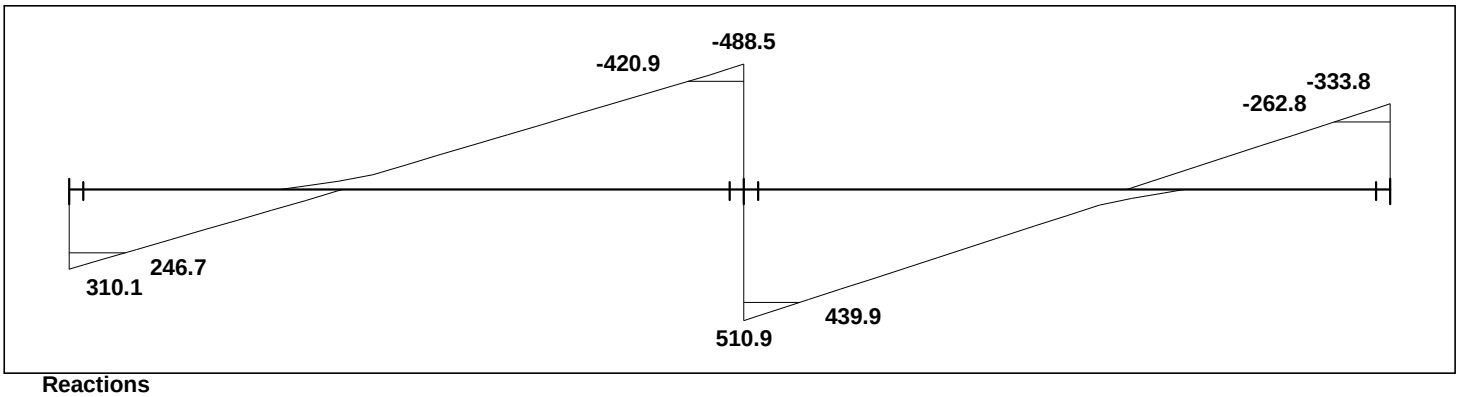
Load factors: 1.20,1.20/1.60,0.00



Moments: spans 1 to 2



Shear



Reactions

Factored

DeadR	137.96	508.43	162.89
LiveR	172.11	490.97	170.93
Max R	310.07	999.4	333.83
Min R	115.15	749.81	136.55
Service			
DeadR	114.97	423.69	135.74
LiveR	107.57	306.85	106.83
Max R	222.54	730.55	242.58
Min R	100.71	574.56	119.28

- **Design of flexure:-**

 # Design of Negative moment:-

→ Mu_{max} = 691.7 KN.m .

b_w = 80 Cm. , h = 50 Cm.

ع ع

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

= 500– 40 – 8 – $\frac{18}{2}$ = 443 mm.

$C_{max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 443 = 189.86$ mm.

$a_{max} = \beta_1 * C_{max} = 0.85 * 189.86 = 161.4$mm. *Note: f'_c = 24 MPa < 28 MPa → β_1 = 0.85

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

$= 0.85 * 24 * 0.8 * 0.1614 * (0.443 - \frac{0.1614}{2}) * 10^3$

= 954.32 KN.m .

→ ϕMn_{max} = 0.82 * 954.32= 782.54 KN.m . * Note: $\epsilon_s = 0.004 \rightarrow \phi = 0.82$

→ ϕMn_{max} = 782.54 KN.m > Mu = 691.7 KN.m .

∴ Singly reinforced concrete section.

1)Negative moment $Mu^{(-)}$ = -691.7KN.m .

ϕMn_{max} = 782.54 KN.m > Mu = 691.7 KN.m → Singly reinforced concrete section.

Mn = Mu /ϕ= 691.7/ 0.9 = 768.56 KN.m .

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{768.56*10^{-3}}{0.8*(0.443)^2} = 4.9$ MPa.

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*4.9*20.6}{420}}\right) = 0.013561.$

→ $A_s = \rho * b_w * d = 0.013561 * 800 * 443 = 4805.94$ 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)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 443 \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 443$

= 1033.45 mm^2 < 1181.33 mm^2 ……. Larger value is control.

→ As_{min} = 1181.33 mm^2 < As_{req} = 4805.94 mm^2.

∴ As = 4805..94 mm^2.

0f Φ18 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{4805.94}{254.5}$ = 18.88 → # of bars = 20bars.

∴ **Use 20Φ18 → As = 20 * 254.5 = 5090 mm^2 > As_{req} = 4805.94 mm^2 .**

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

Tension = Compression

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

5090 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a

a = 131 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{131}{0.85}$ = 154.12 mm. * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa → β_1 = 0.85

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

$= \frac{443-154.12}{154.12}$ * 0.003 = 0.00562 > 0.005 ∴ ϕ =0.9 OK.

Spacing=(800-2*40-2*8-20*18)/19=18.1mm<25mm……NOT OK

Take **20Φ18 in two layers with** A_s = 5090 **mm^2**

 # Design of Positive moment:-

2) Positive moment $Mu^{(+)}$ **= 462.8 KN.m .**

ϕMn_{max} = 782.54 KN.m > Mu = 462.8 KN.m → Singly reinforced concrete section.

Mn = Mu /ϕ = 462.8/ 0.9 = 514.22 KN.m .

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{514.22*10^{-3}}{0.8*(0.443)^2}$ = 3.28 MPa.

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*3.28*20.6}{420}}\right)$ = 0.008565

→ $A_s = \rho * b_w * d = 0.008565 * 800 * 443 = 3054\ mm^2$.

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

$$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 443 \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 443$$

$= 1033.45mm^2 < 1181.33\ mm^2$ ……. Larger value is control.

→ $As_{min} = 1181.33\ mm^2 < As_{req} = 3035.5mm^2$.

∴ $As = 3035.5\ mm^2$.

0f Φ18 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{3035.5}{254.5} = 11.9$ → # of bars = 12 bars.

∴ Use 12Φ18 → As = 12* 254.5 = 3054mm^2 > As_{req} = 3035.5 mm^2 .

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

Tension = Compression

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

$3054* 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$

$a = 78.6$ mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{78.6}{0.85} = 92.47$ mm. * Note: $f'_c = 24$ MPa< 28 MPa → $\beta_1 = 0.85$

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

$= \frac{443-92.47}{92.47} * 0.003 = 0.0114 > 0.005$ ∴ ϕ =0.9 OK.

3) Positive moment $Mu^{(+)}$ = 447.2 KN.m .

ϕMn_{max} = 782.54 KN.m > Mu = 447.2 KN.m → Singly reinforced concrete section.

Mn = Mu /ϕ= 447.2/ 0.9 = 496.9 KN.m .

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

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{496.9*10^{-3}}{0.8*(0.433)^2} = 3.165$MPa.

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 3.165 * 20.6}{420}}\right) = 0.00823.$$

$\rightarrow A_s = \rho * b_w * d = 0.00823 * 800 * 443 = 2918.15\ mm^2$.

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

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 800 * 443 \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 443$$

$= 1033.45\ mm^2 < 1181.33\ mm^2$ ……. Larger value is control.

$\rightarrow As_{min} = 1181.33 mm^2 < As_{req} = 2918.15\ mm^2$.

$\therefore As = 2918.15\ mm^2$.

\# 0f Φ18 $= \frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{2918.15}{254.5} = 11.47$ → # of bars = 12 bars.

$\therefore$ Use 12Φ18 → As = 12 * 254.5 = 3054 mm^2 > As_{req} = 2918.15 mm^2 .

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

Tension = Compression

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

$3054 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$

$a = 78.6$ mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{78.6}{0.85} = 92.46$ mm. * Note: $f'_c = 24$ MPa< 28 MPa → $\beta_1 = 0.85$

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

$= \frac{443 - 92.46}{92.46} * 0.003 = 0.011374 > 0.005$ $\therefore \phi = 0.9$ OK.

 # Design of shear:-

1) Vu = 439.9 KN .

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 1 * 0.443 * 10^3 = 217.02$ KN.

→ Check For dimensions:-

$\phi Vc + (\frac{2}{3} * \phi * \sqrt{f'_c} * b_w * d) = 217.02 + (\frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 0.8 * 0.443 * 10^3)$

$= 217.02 + 868.1 = 1085.12$ KN > Vu = 439.9 KN.

∴ Dimension is big enough.

→ Check For items:-

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

$439.9 \leq \frac{217.02}{2} = 108.51$…....Not satisfy.

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

108.51 < 439.9 ≤ 217.02 …….Not satisfy.

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

$\phi Vs_{min} \geq \frac{\phi}{16} \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{0.75}{16} \sqrt{24} * 0.8 * 0.443 * 10^3 = 81.4$ KN.

$\geq \frac{\phi}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} * 0.8 * 0.443 * 10^3 = 88.6$ KN…….Control.

∴ $\phi Vs_{min} = 88.6$ KN.

$\phi V_c + \phi Vs_{min} = 217.02 + 88.6 = 305.62$ KN.

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

217.02 < 439.9 ≤ 305.62 ……. Not satisfy.

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

$$217.02 + 88.6 < 439.9 \leq 217.02 + \left(\frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 0.8 * 0.443 * 10^3\right)$$

$$305.62 < 439.9 \leq 651.07 \ldots\ldots\ldots\ldots \text{Satisfy.}$$

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

$Vs = \left(\frac{Vu}{\Phi} - Vc\right)$

$= \left(\frac{439.9}{0.75} - 289.37\right) = 297.16$ KN. *Note: $Vc = \frac{217.02}{0.75} = 297.16$ KN.

Try Φ8 (4 Legs) $= 4 * 50.3 = 201.2$ mm^2 .

$\frac{201.2*10^{-6}}{S} = \frac{297.16 * 10^{-3}}{(420*0.443)}$ → s = 0.12598 m = 125.98mm …….. control

$s \leq \frac{d}{2} = \frac{443}{2} = 221.5$mm.

≤ 600 mm.

∴ $s = 125\text{mm} < s_{max} = 125.98$ mm Ok.

∴ **Use 4leg stirrups Φ8 @ 12.5 Cm C/C.**

2) Vu = 262.8 KN .

→ Check For dimensions:-

$\phi Vc + \left(\frac{2}{3} * \phi * \sqrt{f'_c} * b_w * d\right) = 217.02 + \left(\frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 0.8 * 0.443 * 10^3\right)$

$= 217.02 + 868.1 = 1085.12$ KN > Vu = 262.8 KN.

∴ Dimension is big enough.

→ Check For items:-

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

$262.8 \leq \frac{217.02}{2} = 108.51$…....Not satisfy.

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

$108.51 < 262.8 \leq 217.02$ …….Not satisfy.

0 ▪

3- Item 3 : $\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi V_{s\,min}$

217.02 < 262.8 ≤ 217.02 + 88.6

217.02 <262.8 ≤ 305.62……. satisfy.

∴ **Item (3) is satisfy →** $\left(\frac{Av,min}{S}\right) = \frac{\sqrt{f'_c}\,bw}{16*(fy_t)}$ **but not less than(** $\frac{Av,min}{S}$ **)** $= \frac{bw}{3*(fy_t)}$.

$\frac{Av,min}{S} = \frac{\sqrt{24} * 10^{-3}}{(420*0.443)} \rightarrow \frac{Av,min}{S} = 0.583$.

$\left(\frac{Av,min}{S}\right) = \frac{0.8* 10^{-3}}{3*(420)} \rightarrow \frac{Av,min}{S} = 0.635$…….control

$s \leq \frac{d}{2} = \frac{443}{2} = 221.5$ mm..…….. control.

≤ 600 mm.

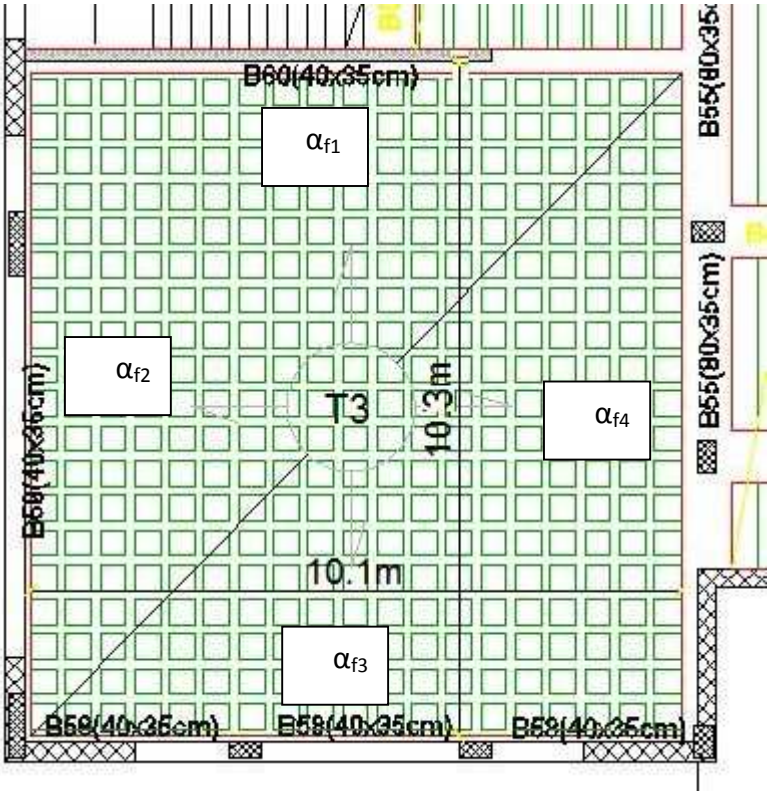
∴ **Use 4Φ8 (4 leg stirupps)**

$\frac{201.2}{S} = 0.635 \rightarrow s = 316.85$mm

∴ **Use 4leg stirrups Φ8 @ 20 Cm C/C.**

4.7 Design of Two Way Ribbed Slab :

Design of Two Way Ribbed Slab T3 :



La/Lb = 10.1/10.3 = 0.98 Case 1

I_{b1}= 142916.7 cm^4

I_{b2}= 303750 cm^4

I_{b3}= 142916.7 cm^4

I_{b4}= 285833 cm^4

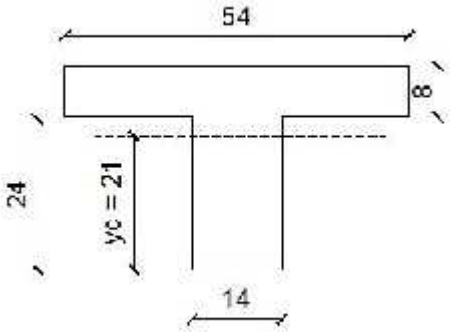
yc =(14*24*12 + 8*54*28)/768=21cm

Irib = $54*21^3/3 + 5411^3/3 – 2*20*3^3 /3$

$-2*20*21^3/3 = 66816\ cm^4$

Short length is 10.1 m

Long length is 10.3 m



$I_{S1} = 66816*(1030/2 + 40)/54 = 686720\ cm^4$

$I_{S2} = 66816*(1010/2 + 40)/54 = 674346.67\ cm^4$

$I_{S3} = 66816*(1030/2 + 40)/54 = 686720 cm^4$

$I_{S4} = 66816*(1010/2 + 40)/54 = 723840\ cm^4$

$\alpha_{f1} = \alpha_{f3}$ = 142916.7/686720 = 0.208

α_{f2} = 303750/674346.67 = 0.45

α_{f4}= 285833/723840 = 0.395

α_{FM} =0.208 + 0.45 + 0.208 + 0.395)/4 = 0.31525 < 2 …. So

$\beta = Ln_{long} / Ln_{short} = 10.3/10.1 = 1.02$

$$h_{min} = \frac{ln\left(0.8+\frac{fy}{1400}\right)}{36+5\beta(\alpha_{FM-0.2})} = \frac{10300\left(0.8+\frac{420}{1400}\right)}{36+51.02(0.31525-0.2)} = 301 \text{ mm.}$$

Positive Moment :

$$C_{a,D}\left(\frac{La}{Lb}, 0.95\right) = 0.04 \quad . \quad C_{a,D}\left(\frac{La}{Lb}, 1\right) = 0.036 \quad .$$

$$C_{b,D}\left(\frac{La}{Lb}, 0.95\right) = 0.033 \quad . \quad C_{b,D}\left(\frac{La}{Lb}, 1\right) = 0.036 \quad .$$

$$C_{a,D}\left(\frac{La}{Lb}, 0.98\right) = 0.04 - \left(\frac{0.04-0.036}{1-0.95}\right)(0.98-0.95) = 0.0376 \quad .$$

$C_{a,L} = 0.0376$. Case 1

$C_{b,D}$

$$\left(\frac{La}{Lb}, 0.98\right) = 0.033 - \left(\frac{0.033-0.036}{1-0.95}\right)(0.98-0.95) = 0.0348 \quad .$$

$C_{b,L} = 0.0348$. Case 1

Load Calculations for Two way ribbed slab

material	gama	h	b	b	KN
tiles	23	0.03	0.54	0.54	0.201204
morter	23	0.02	0.54	0.54	0.134136
sand	18	0.07	0.54	0.54	0.367416
block	9	0.24	0.4	0.4	0.3456
R C	25	0.24*0.14*(0.54+0.4) = 0.031584			0.7896
topping	25	0.08	0.54	0.54	0.5832
plaster	23	0.02	0.54	0.54	0.134136

			2.55529
Live Load	5	1	**5 KN/m2**

$Wu_L = 1.6 * 5 = 8\ KN/m^2$ $Wu_D = 1.2 * 2.56 /(0.54 * 0.54) = 10.54\ KN/m^2$

$M_{a,posD} = 0.0376 * 10.54 * 10.1^2 = 40.41\ KN.m/m$

$M_{a,posL} = 0.0376 * 8 * 10.1^2 = 30.68\ KN.m/m$

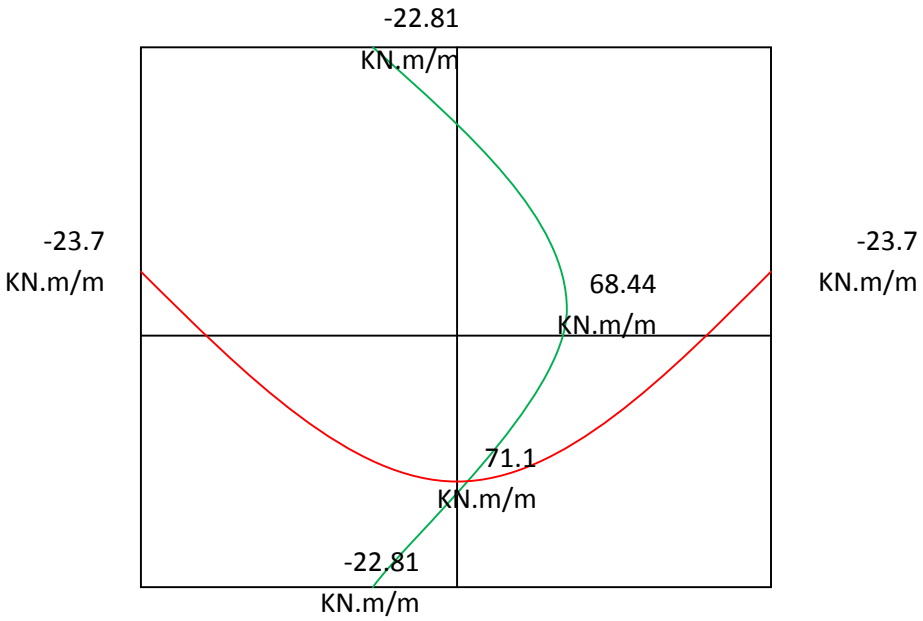
$M_{b,posD} = 0.0348 * 10.54 * 10.3^2 = 38.9\ KN.m/m$

$M_{b,posL} = 0.0348 * 8 * 10.3^2 = 29.54\ KN.m/m$

$M_{a,pos} = 71.1\ KN.m/m$ $M_{b,pos} = 68.44\ KN.m/m$

Negative Moment :

$Mneg,_{Long} = 68.44/3 = 22.81\ KN.m/m$ $Mneg,_{Short} = 71.1/3 = 23.7\ KN.m/m$



Shear Force :

$$W_a\left(\frac{La}{Lb}, 0.98\right) = 0.55 - \left(\frac{0.55-0.5}{1-0.95}\right)(0.98 - 0.95) = 0.52$$

$Wu = 1.2 * 8.78 + 1.6 * 5 = 18.54\ KN/m^2$

Vu = 18.54*0.52*0.54*10.3*10.1 /(2*10.3) = 26.29 KN

Design for Flexure :

For Positive moment in short direction :-

Mu = 71.7*0.54 = 38.4 KN.m/rib (assume 2 Φ 16)

d = 320 – 8 – 16/2 = 304 mm

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.59$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{(38.4/0.9)*10^{-6}}{540*(304)^2} = 0.855 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(0.855)(20.6)}{420}}\right) = 0.00208$$

As = 0.00208 * 540 * 304 = 341.45 mm^2 > As_{min} - control

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(140)(304) = 124.11 < \frac{1.4}{420}(140)(304). = 141.87 \quad mm^2$$

Use 2 Φ 16 with As = 402.1 mm^2

Check Strain :

$$a = \frac{402.1 * 420}{0.85 * 24 * 540} = 15.33mm$$

$$c = \frac{a}{_1} = \frac{15.33}{0.85} = 18.03mm$$

$$£_s = \frac{304 - 18.03}{18.03} X0.003$$

$$£_s = 0.0475 > 0.005$$

$$Ok$$

5.

Check If 2ϕ 16 is adequate in long direction . Mu = 68.44*0.54 = 36.96 KN.m/rib

d = 320 – 8 – 16 – 16/2 = 288 mm

As = 402.1 mm^2

$$a = \frac{402.1 * 420}{0.85 * 24 * 540} = 15.33mm$$

$$c = \frac{a}{_1} = \frac{15.33}{0.85} = 18.03mm$$

$$£_s = \frac{304 - 18.03}{18.03} X0.003$$

$$£_s = 0.0475 > 0.005$$

$$Use \Phi = 0.9$$

6.

Mn = 402.1 * 420 (288 – 15.33/2) = 47.34 KN.m

Mu = 0.9 * 47.34 = 42.61 > 36.96 KN.m/rib Ok

Use 2 Φ 16 with As = 402.1 mm^2 in both Directions

For Negative moment in short direction :-

Assume 2□ 12 Mu = 23.7 * 0.54 = 12.8 KN.m/rib

d = 320 – 8 – 12/2 = 306 mm

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{(12.8/0.9)*10^{-6}}{540*(306)^2} = 1.085 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(1.085)(20.6)}{420}}\right) = 0.00266$$

As = 0.00266 * 140 * 306 = 113.95 mm^2 As_{min} = 141.87 mm^2 - control

Use 2ϕ 10 with As = 157.1 mm^2

Check Strain :

$$a = \frac{157.1*420}{0.85*24*140} = 21.1mm$$

$$c = \frac{a}{_1} = \frac{23.1}{0.85} = 27.18mm$$

$$£_s = \frac{306-27.18}{27.18}X0.003$$

$$£_s = 0.0308 > 0.005$$

Ok

Design for shear reinforcement :-

V_{ud} = 26.29 – 0.304*.54*18.54 = 23.25 KN

ϕ Vc=1.1* 0.75 ($\frac{\sqrt{24}}{16}$ * bw * d = 1.1*0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6000}$ * 140 * 304 = 28.67 KN.

ϕ Vc > V_{ud}

No Shear Reinforcement is Required .

But we can use 2leg ϕ 8 @20 cm

٥٧

4.8 Design of Column:

⇨ **Design column (Gr-C11) :**

⇨ **Load Calculation:**

$$p_u = 3680.6KN$$

$$p_{n\,req} = \frac{3680.6}{0.65} = 5662.5KN$$

$$Use\,\% = \%g = 2\%$$

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

$$5662.5 = 0.8 * Ag[0.85 * 24 + 0.02 * (420 - 0.85 * 24)]$$

$$Ag = 0.249m^2$$

Use 0.5×0.5m with Ag = 0.25m²

⇨ **Check Slenderness Effect:**

⇨ **In 0.5 m-Ydirection&0.3 in X-direction**

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

Lu: Actual unsupported (un braced) length.

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

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

Lu = 3.68 m

M1/M2 =1

K=1 , According to ACI 318-02 The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} = 22 < 40 \quad \text{..... .....} ACI - (10.12.2)$$

$$\frac{1\times 3.68}{0.3\times 0.5} = 24.533 > 22$$

____ long column in both direction

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\ _d} \quad \text{..... .....}[ACI\ 318-05\ \ (Eq.\ 10-15)]$$

$$E_c = 4700\sqrt{fc'} = 4700\times\sqrt{24} = 23025.2Mpa$$

$$_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2*(1762.9)}{3680.6} = 0.575$$

$$I_g = \frac{b\times h^3}{12} = \frac{0.5\times 05^3}{12} = 0.00521\,m^4$$

$$EI = \frac{0.4\times 23025.26\times 5.21}{1+0.575} = 30466.4KN.m^2$$

$$Pc = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2} \quad \text{.....}ACI\,318-05(Eq.\ 10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2\times 30466.4}{(1.0\times 3.68)^2} = 22203.7KN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \quad \text{..... .. } ACI\ 318-05\ (Eq.10-16)$$

$$Cm = 1 \quad \text{.....}\ According\ \ to\ \ ACI\ 318-05\ (10.10.6.4)$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1-\frac{Pu}{0.75\ P_c}} \geq 1.0 \quad \text{..... .....}\ ACI\ 318-05\ (Eq.\ 10-12)$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-\frac{3680\ .6}{0.75\ \times 22203\ .7}} = 1.284 > 1$$

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

$$e = e_{\min}\times ¢_{ns} = 0.03\times 1.284 = 0.0385\,m$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.0385}{0.5} = 0.0769$$

$$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{3680.5*E3}{05*0.5}\times\frac{145}{1000} = 2.13\ \ Ksi$$

γ =(d-d')/h =(500-2*40-2*10-25)/500=0.75

use interaction diagrams to determine $°_g$

$°_g = 0.03$

$A_s = ° \times A_g = 0.03 \times 500 \times 500 = 7500 mm^2$ ‘

$\therefore use 24¤20$

24Φ20with area=7536mm^2

⇨ **Design of the Reinforcement:**

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

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

$S \leq$ Least dimension.

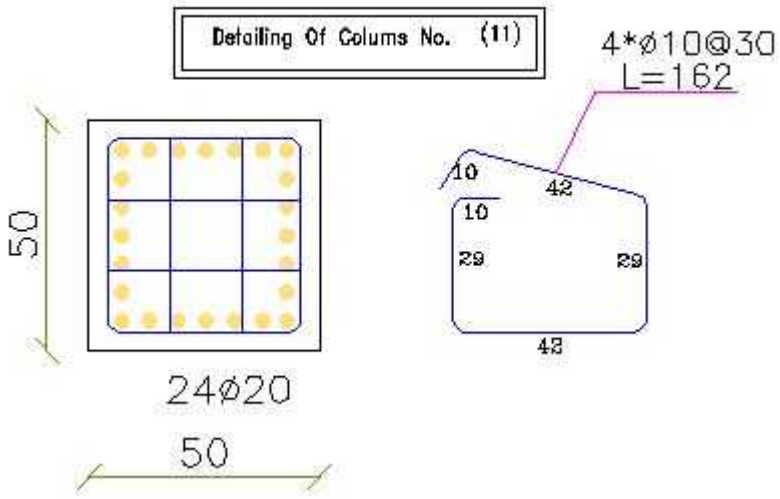
$spacing \leq 16 \times d_b = 16 \times 20 = 320 \ mm$

$spacing \leq 48 \times d_t = 48 \times 10 = 480 \ mm$

$spacing \leq least \ .\dim . = 500 \ mm$

$Use 4 * ¤10 @ 30 \ cm$

Clear spacing=(500-2*40-2*10-7*20)/6=43.33mm>40mm&>1.5d_b=37.5mm…….OK



4.9 Design of Isolated footing:

Once the ultimate column or load is determined, the proper footing can be designed. The following subsections describe the analysis and design of footing (F2) .

Load Calculation:-

Factored load Pu = 3680.6 KN (Load from column (B0-C13)

Soil weight = 18 KN/m^2

Column dimentions =50*50 cm

Allowable soil pressure = 400 KN/m^2

Design of Footing Area:-

Allowable net soil pressure = 400-18*.3-0.7*25-5=372.1KN/m^2

Area (A) = Total Weight / Soil Pressure

= 2734.3 KN / 372.1 KN/m^2

= 7.35 m^2

Try 2.8* 2.8 Area = 7.84 m^2

Select Foot Geometry 2.8* 2.8

For the design of the reinforced concrete member factored load

must be used :

Pu = 3680.6 KN

q_u (factored) = Pu/ Area = 3680.6 /(2.8*2.8) = 469.5 KN/m^2

Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength:-

- **Check for One Way Shear Strength**

$$Vu = \left(\frac{2.8}{2} - 0.25 - d\right) \times 469.5 * 2.8$$

$$¤Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 2.8 \times d \times 10^3 =$$

$$¤Vc = Vu$$

$$d = 0.5m$$

$$h = 500 + 75 + 20 = 595$$

select h = 700 cm ….. d =605 mm

- **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:

$$_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{0.5}{0.5} = 1$$

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

=2(0.5+0.605)+2(0.5+0.605)= 4.42 m.

$\sim_s$ = 40 for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{1}\right) * \sqrt{24} * 4.42 * 0.605 * 10^3 = 4921.6kN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.605}{4.42}+2\right)*\sqrt{24}*4.62*0.605*10^3 = 6397.4kN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*4.42*0.605*10^3 = 3275.1kN \ldots.\ \text{control}$$

$$Vu = ((2.8*2.8)-((0.5+0.605)*(0.5+0.605))*469.5 = 3107.6kN$$

Vu=3107.6< ΦVc =3275.1……OK

h=700mm, d=700-75-20/2=615mm

Design for Bending Moment of long direction.

d =700-75-(20/2)=615 mm

Mu =469.5 *2.8*1.15*1.15/2 = 869.3 KN.m

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

$$\text{Rn} = \frac{Mu/¤}{b*d^2} = \frac{869.5*10^{-3}/0.9}{2.8*(0.615)^2} = 0.912\ \text{N/mm}^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(0.912)}{420}}\right) = 0.002222$$

$\text{As}_{\text{req}} = 0.002222\ (2800)\ (615) = 3826.3\,mm^2$ control

$\text{As}_{\text{req}} = 3826.3\,mm^2$

$°_{\text{min}} = 0.0018\,\text{b*h}$

$A_{s\ \text{min}} = 0.0018\ (2800)\ (700) = 3528\ \text{mm}^2$

# of bars = As/ As_{bar} = 3826.3/254.5 = 15.03

⇒ Note $A_{\Phi 18}$ = 254.5mm²

⇒ s≤3h=3*700=2100 mm

⇒ s≤450

⇒

s=2800-2*75-29*14/28 = 80.1……control

take S= 8 cm……control

Use 29Φ 14

Design for Bending Moment of short direction.

d =700-75-18-(20/2)=597mm

Mu =469.5*2.8*1.15*1.15/2 = 869.3 KN

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

$$Rn = \frac{Mu/¤}{b * d^2} = \frac{869.3 * 10^{-3} / 0.9}{2.8 * (0.597)^2} = 0.97 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.97)}{420}}\right) = 0.00237$$

As_{req} = 0.00237 (2800) (597) = 3961.7 mm^2 control

As_{req} =3961.7 mm^2

$\rho_{min} = 0.0018$ b*h

$A_{s\ min}$ = 0.0018 (2800) (700) = 3528 mm^2

# of bars = As/ As_{bar} = 3961.7/254.5 = 15.56bar

⇒ Note $A_{\Phi 18}$ = 254.5 mm²

⇒ s≤3h=3*700=2100mm

⇒ s≤450

s=2800-2*75-29*14/28 = 80.1……control

take S=8cm

Use 29Φ 14

Check of strain:

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$4072 * 420 = 0.85 * 24 * 2800 * a$$

$$a = 29.94mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{29.94}{0.85} = 35.22mm$$

$$£_s = \frac{597 - 35.22}{35.22} X0.003$$

$$£_s = 0.04478 > 0.005$$

⇒ OK

⇒

Development Length of main Reinforcement for Mu1 :

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda\sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e\psi_s\psi_t}{\frac{ktr + cb}{db}} * db$$

$Ktr = 0\ (No\ stripes)$ $cb = 75 + 18 = 93cm$

$$\frac{ktr + cb}{db} = \frac{0 + 93}{18} = 5.17 > 2.5$$

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

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1*\sqrt{24}} * \frac{1*1*0.8}{2.5} * 18 = 444.4\,mm$$

Ld $_{available}$ = 1150-75= 1075mm

Ld $_{available}$= 1075 mm > $ld_{req} = 444.4mm$

- not required hook

Design of dowels :

P_u = 3680.6 KN

$$¤.Pn = ¤.(0.85\,fc'Ag)$$
$$¤.Pn = 0.65*[0.85*24*(500*500)]/1000 = 3315KN$$
$$But\ \ Pu = 3680 > ¤.Pn = 3315KN$$

Dowels are needed

$A_{dowels} = \frac{Pu - ¤Pn}{¤Fy} = \frac{3680.6 - 3315}{273} = 1337mm^2$

But the minimum reinforcement of dowels:

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

Use the column bars as a dowels

Use The area of dowels reguired =1337mm^2

Use 10Φ18 for dowels.

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

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

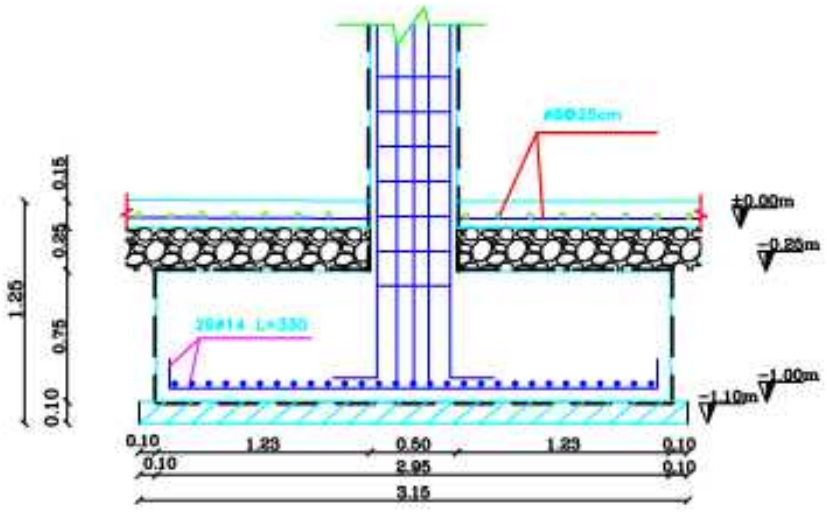
$Ld_{(2)req}$ = 32.5cm < $Ld_{(1)req}$=37cm ➔ control

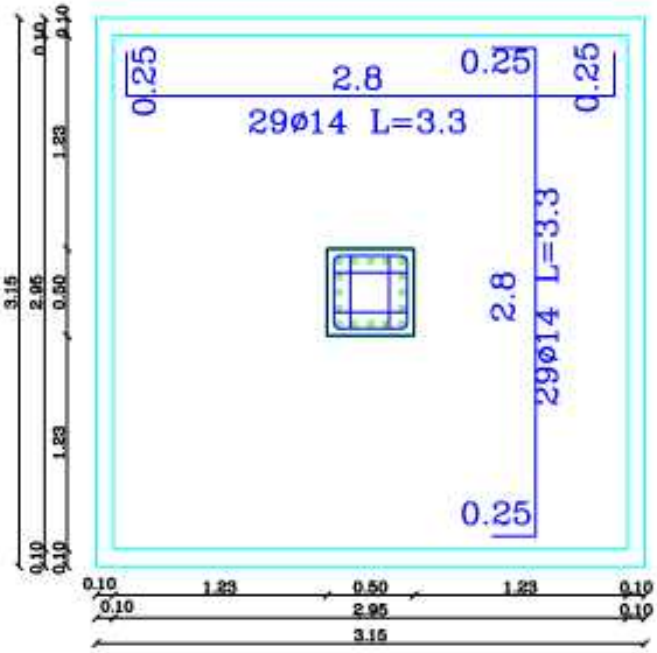
Available Ld = $70 - 7.5 - 2*1.8$ = 58.9 cm.

Available Ld = 58.9cm

Take L_d =589mm>L_d required=370mm OK.

Footing No. (2)


1.25
0.15
0.25
0.75
0.10
±0.00m
-0.25m
-1.00m
-1.10m
0.10
1.23
0.50
1.23
0.10
2.95
3.15


0.25
2.8
0.25
0.25
29ø14 L=3.3
2.8
29ø14 L=3.3
0.25
3.15
2.95
0.50
1.23
0.10
0.10
0.10
0.10
0.10
1.23
0.50
1.23
0.10
2.95
3.15

4. 10 Design of strip Footing:

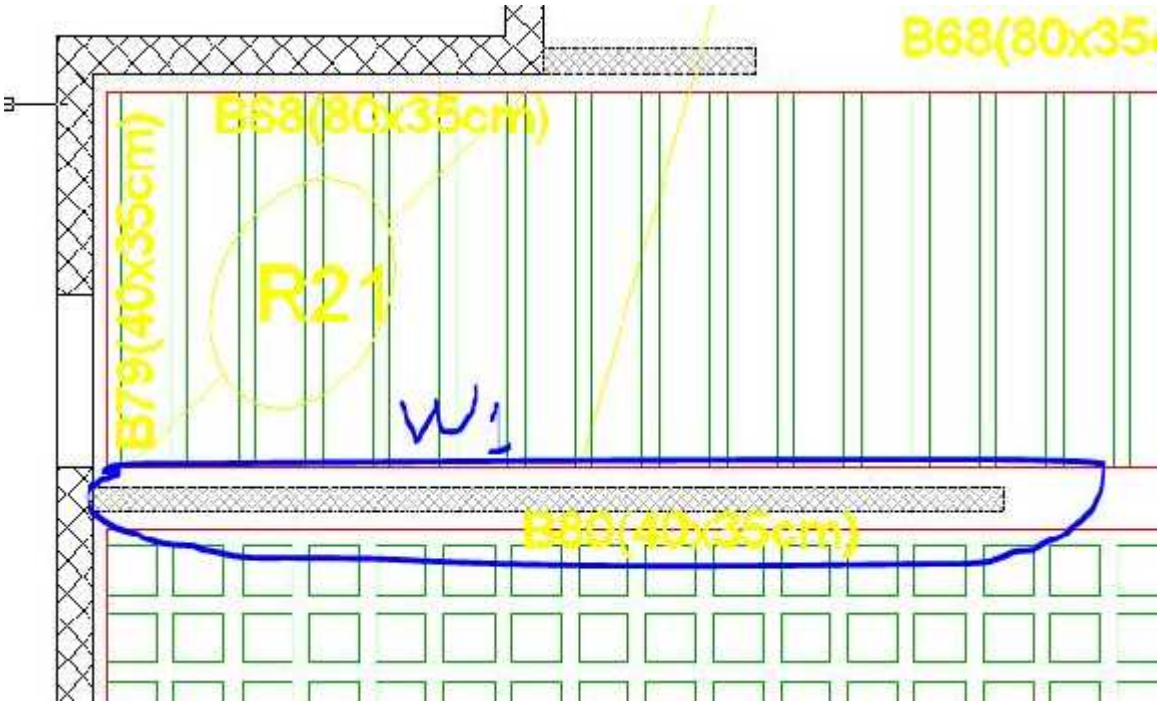


Figure (4-23): location strip footing

Determination of load:

Dl = 215 KN/m LL = 97 KN/m

Total factored load = 413 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- 0.8*18 – 0.3*25 = 373.1 kN/m^2

$\Rightarrow$ For one meter strip

$$A = \frac{413}{373.1} = 1.11\ m^2$$

B = 1.2 m , h= 30 cm

d= 300 – 75 – 20 = 205 mm

q_{ult} = 373.1/ 1.2 *1 = 310.9 kN/m^2.

Check of One Way Shear:

Vu = 1*(0.6- 0.1 - 0.205)*310.9 = 91.71 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 = 310.9*0.5^2/2 = 38.9 kN.m

$$Mn = \frac{38.9}{0.9} = 43.2 KN.m$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{43.2 * 10^6}{1000 * 205^2} = 1.028 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.588$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 1.028}{420}}\right) = 2.512 * 10^{-3}$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 2.512 * 10^{-3} * 205 * 1000 = 515.1\ mm^2$$

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

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

Use ¤ 14

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

¤ 14 at 25 cm c/c

Check of strain :

As * fy = 0.85 * * b * a

616*420=0.85*24*1000*a

a=12.7mm

$$x = \frac{a}{1} = \frac{12.7}{0.85} = 14.9 mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{205 - 14.9}{14.9} X 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.038 > 0.005$$

In transverse direction :

A_{smin} = 0.0018 * b * h

A_{smin} = 0.0018 * 1200* 300 = 648 mm^2

Use ¤ 12

No. = 432/113 = 5.7 , Use 6 bars

Use 6¤ 12

Development Length of main Reinforcement

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda\sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e\psi_s\psi_t}{\frac{ktr+cb}{db}} * db$$

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1*\sqrt{24}} * \frac{1*1*0.8}{2.5} * 14 = 346\ mm$$

Ld $_{available}$ = 600 - (200/2) - 75= 425mm

Ld $_{available}$= 425 mm > $ld_{req} = 346mm$

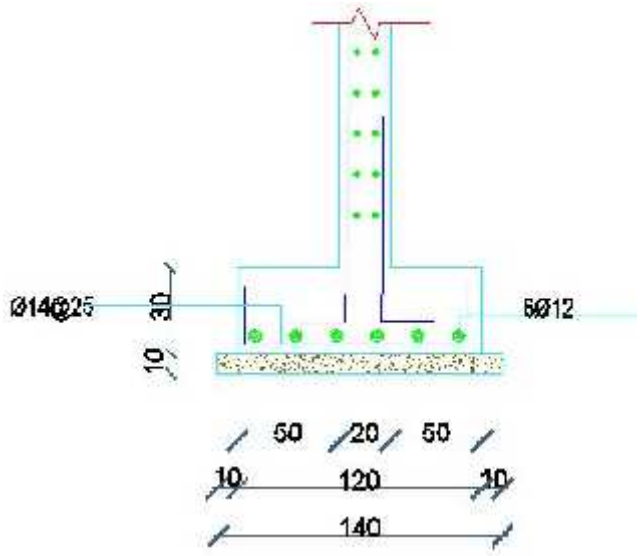


Figure (4-24) Strip Footing Detail

4.11 Design of Basement Wall :

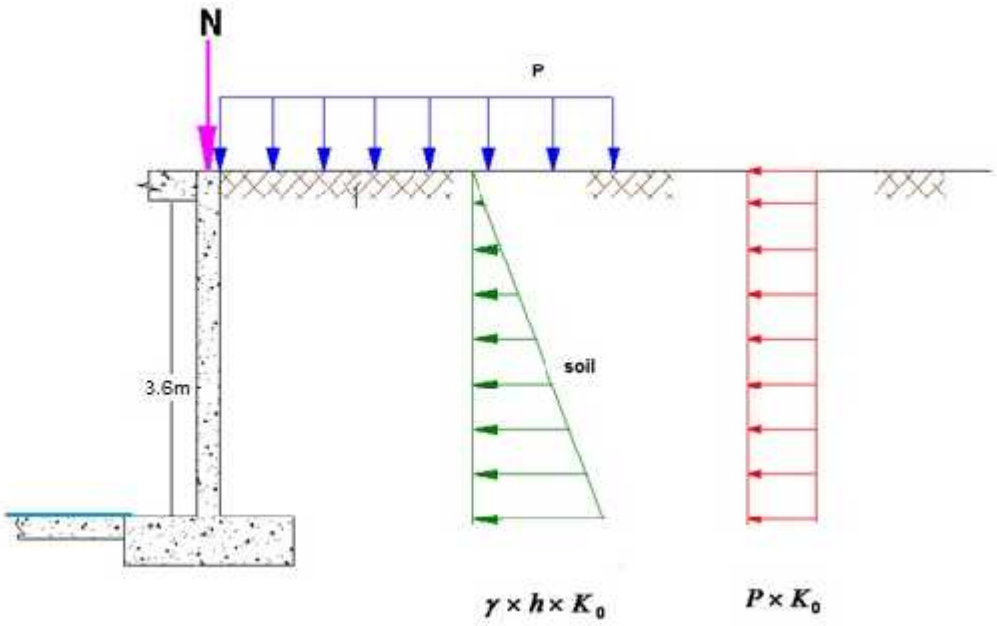


Figure (4-30) : Load on Basement Wall

⇒ **Loading :**

- **Self weight of earth :**

$q_1 = ¥ \times h \times K_0$

Assume that :

$¥_{soil} = 18\ KN/m^3$

$¯ = 30^{\circ}$

$K = 0.5,, at, rest$

$q_1 = 18 \times 3.6 \times 0.5 = 32.4\ \text{KN/m}^2$

- **Load from live load:**

$q_2 = P \times K_0$

$q_2 = 5 \times 0.5 = 2.5\text{KN/m}^2$

$W_{min(factored)} = 1.6*2.5 = 4$ kN/m

$W_{max(factored)} = 1.6*32.4 = 51.84$kN/m

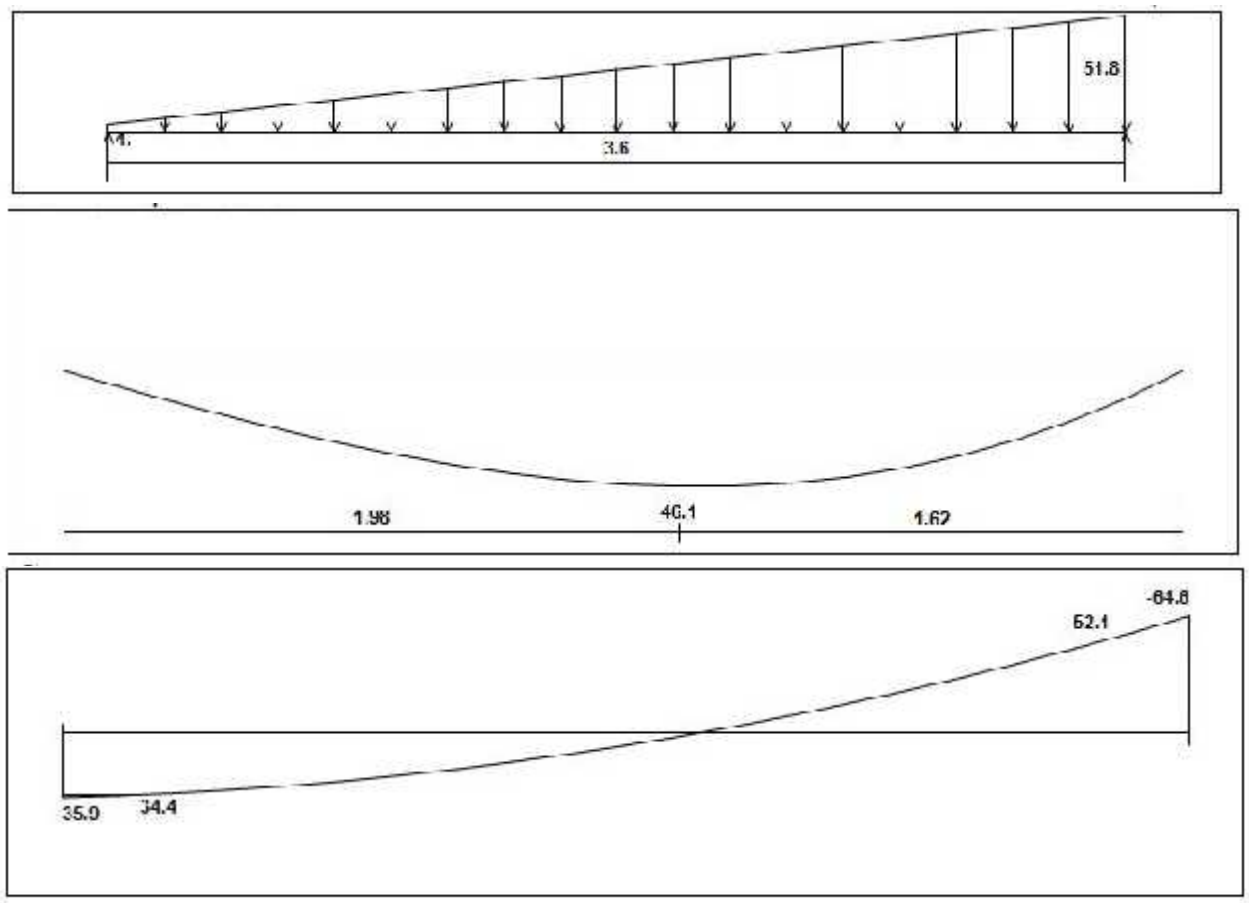


Figure (4-31) : Loads & Shear/Moment envelope for basement wall

⇒ **Design :**

h = 300 mm

check thickness :

Vud = 52.1 KN assume Φ20 d= 300-75-10 =215 mm

$$\text{¤} \times Vc \geq Vu$$

$$\text{¤} \times Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{fc'} \times b \times d = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 1000 \times 215$$

$$\text{¤}.Vc = 131.67 >> Vu = 52.1kN$$

Thickness is adequate enough

Design of the Vertical reinforcement:

$$d = 300 - 75 - 10 = 215\,mm$$

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{46.1 \times 10^6}{1000 \times 0.9 \times 215^2} = 1.108 Mpa$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 1.108}{420}}\right) = 2.714 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = 1.795 \times 10^{-3} \times 1000 \times 215 = 583.5\,mm^2 / m$$

$$As_{\min} = 0.0012 * 1000 * 300 = 360 mm^2 / m$$

$$As_{\min} = 300 mm^2 / m < As_{req} = 583.5 mm^2 / m$$

$$\#\,of\ bar\ \ in\ one\ meter = \frac{583.5}{154} = 4$$

Select Φ14@25cm c/c

Design of the Horizontal reinforcement:

Select the greater of:

$$As_{horezantal} = 0.002 * 1000 * 300 = 600 mm^2 / m$$

$$\#\,of\ bar\ \ in\ one\ meter = \frac{600}{113.1} = 6$$

Use half of the horizontal reinforcement in each side

Select Φ12@30cm c/c , on both sides

Select Φ12@30cm c/c **Vertical** reinforcement on the exterior face

4.12 Design of Stairs :

Determination of Thickness:

L = 4.85 m.

h_{req} = L/ 20

h_{req} = 485 / 20 = 24.25 cm ……take h= 25 cm.

$\Rightarrow$ **Use h = 25cm**.

$\theta = \tan^{-1}(16.7 / 30) = 29.1^{o}$

Cos θ = 0.87

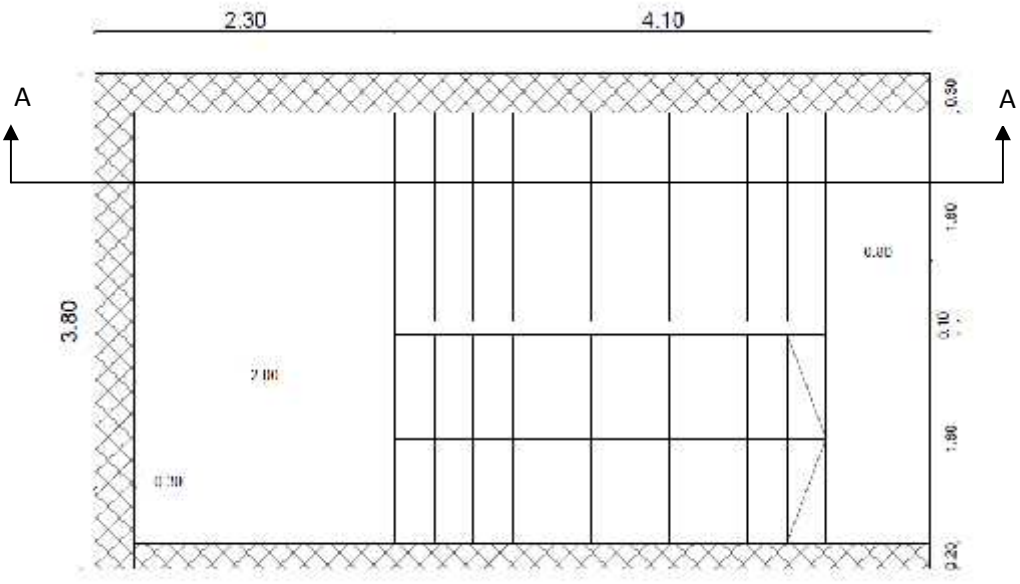


Figure (4-32) : Stairs plan

Load Calculations

Load calculations of Flight

material	gama	Rih	Rb	t	KN/m
tiles	27	0.167	0.35	0.03	1.3959
mortar	23	0.167	0.3	0.02	0.716
str.stp	25	0.167	0.3	0.3	2.0875
R C	25	0.25	Θ=29.1		7.153
Plaster	23	0.03	Θ=29.1	0.02	0.790
h min = 20 cm				total load	12.142

Load calculations of Landing

material	gama	h	b	KN/m
tiles	27	0.03	1	0.81
mortar	23	0.02	1	0.46
R C	25	0.25	1	6.25
Sand	18	0.07	1	1.26
plaster	23	0.02	1	0.46
			total load	9.24

Live Load	5

Design of Flight :

- Assume Ø 12 for main reinforcement:-

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

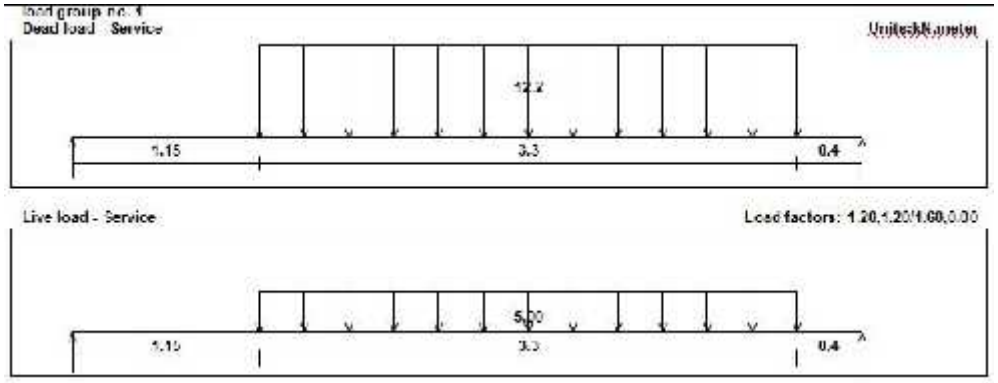


Figure (4-33) : Loads on stairs

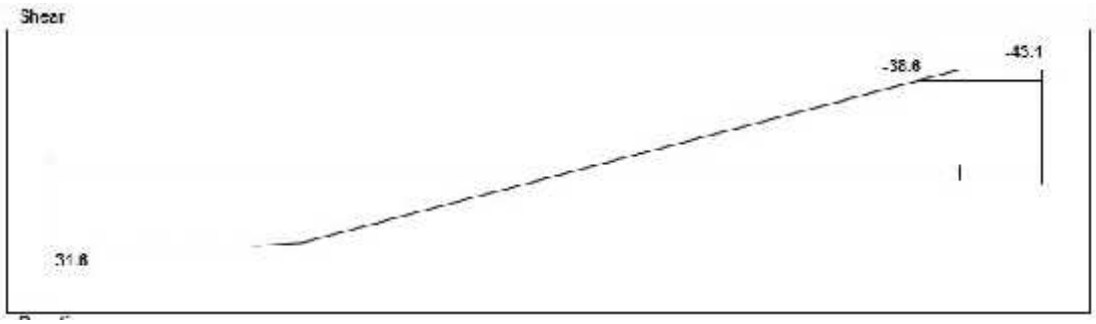


Figure (4-34) : Shear Envelope

Vu = 38.6 KN .

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

$$¤Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 223}{6} = 136.6KN$$

Vu = 38.6 KN < ¤*Vc* = 136.6 KN .

>>>> **Thickness is adequate enough**

Design of Flexure :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair

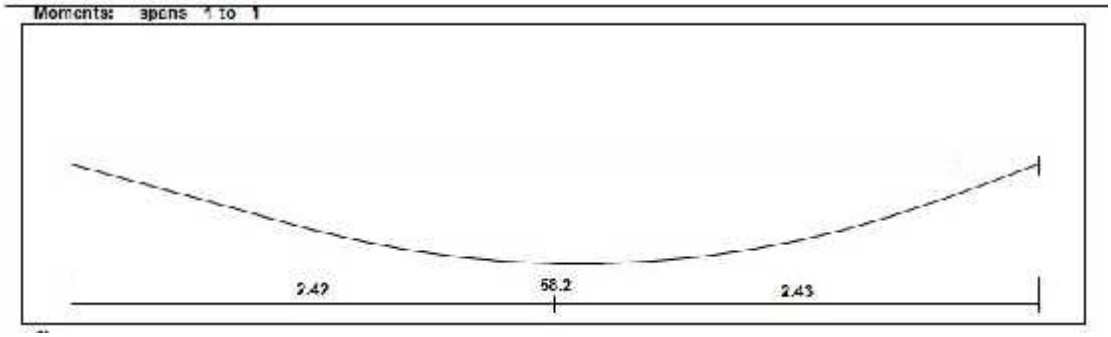


Figure (4-35) : Moment Envelope

Mu = 58.2 kN.m

Mn = Mu / 0.9 = 58.2/ 0.9 = 64.7 KN.m.

d = 223 mm.

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

$$R_n = \frac{64.7 * 10^6}{1000 * 223^2} = 1.3MPa \ .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.588*1.3}{420}}\right) = 3.2*10^{-3}$$

$As_{req} = 3.2*10^{-3}*1000*223 = 713.6\ mm^{2.}$

$As_{\min} = 0.0018*b*h = 0.0018*1000*250 = 450cm^2$

$As_{\min} = 4.5\ cm^2 \leq As_{req} = 7.136\ cm^2$

Use Φ 14 >>> 713.6/154 = 4.6

Use 1Φ 14 @ 20 cm c/c ……..

Check for strain:

Tension = Compression

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

$713.6*420 = 0.85*24*1000*a$

$a = 14.7mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{14.7}{0.85} = 17.3mm$

$\varepsilon_s = \frac{223-17.3}{17.3}*0.003$

$\varepsilon_s = 0.0357 > 0.005 \longrightarrow ok$

Temperature & Shrinkage reinforcement:

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

Use Φ10 @ 17.5 cm ……

Stairs at section (A-A) Details:

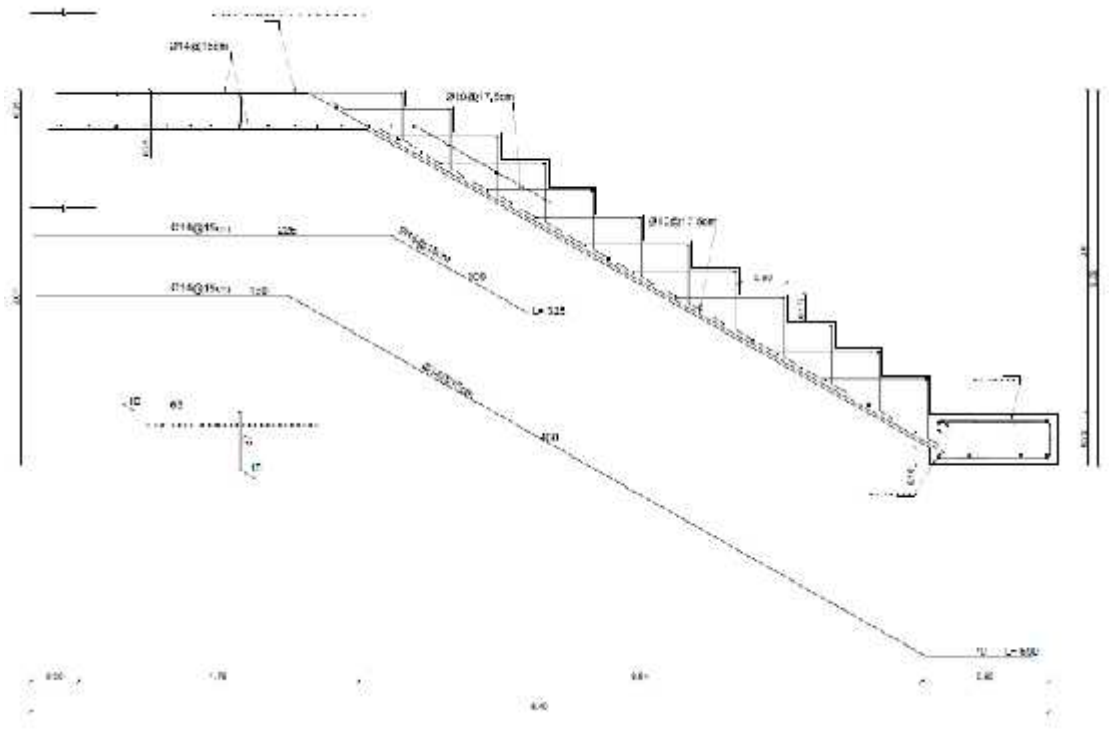


Figure (4-36) : Stair Section

Design of Landing :

- Assume Ø 12 for main reinforcement:-

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

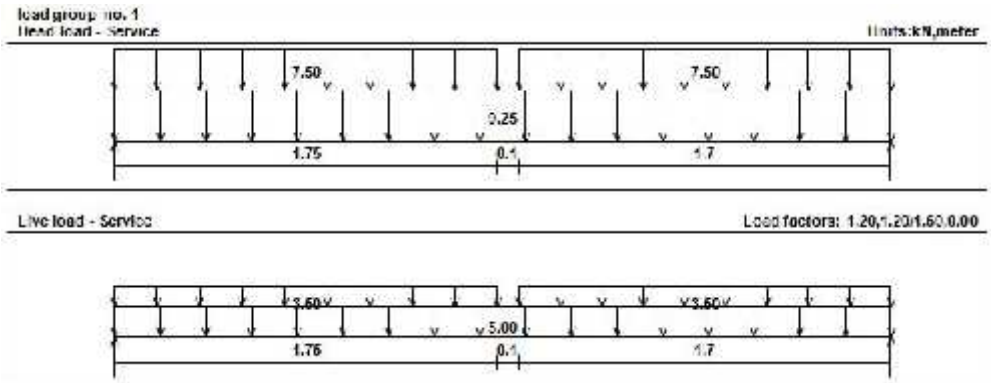


Figure (4-33) : Loads on stairs

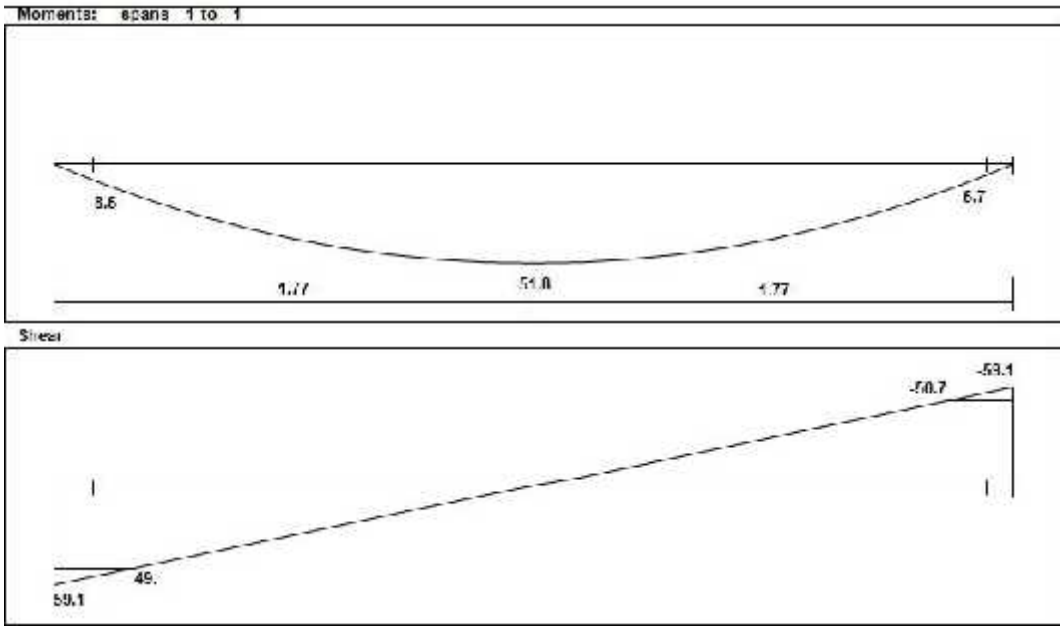


Figure (4-34) : Moment ,Shear Envelope

Vu = 50.7 KN .

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

$$\text{¤}Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 223}{6} = 136.6KN$$

Vu = 50.7 KN < ¤*Vc* = 136.6 KN .

>>>> **Thickness is adequate enough**

Design of Flexure :

Mu = 51.8 kN.m

Mn = Mu / 0.9 = 51.8/ 0.9 = 57.6 KN.m.

d = 223 mm.

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

$$R_n = \frac{57.6 * 10^6}{1000 * 223^2} = 1.16 MPa \ .$$

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

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

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 1.16}{420}}\right) = 2.845 * 10^{-3}$$

As_{req} = $2.845 * 10^{-3} * 1000 * 223 = 634.5$ mm$^{2.}$

$$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 cm^2$$

$As_{\min}$ = 4.5 cm^2 ≤ As_{req} = 6.345 cm^2

Use Φ 14 >>> 634.5/154 = 4.12

Use 1Φ 14 @ 20 cm c/c ……..

Check for strain:

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

$713.6 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 14.7 mm$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{14.7}{0.85} = 17.3 mm$$

$$£_s = \frac{223 - 17.3}{17.3} * 0.003$$

$£_s = 0.0357 > 0.005 \longrightarrow ok$

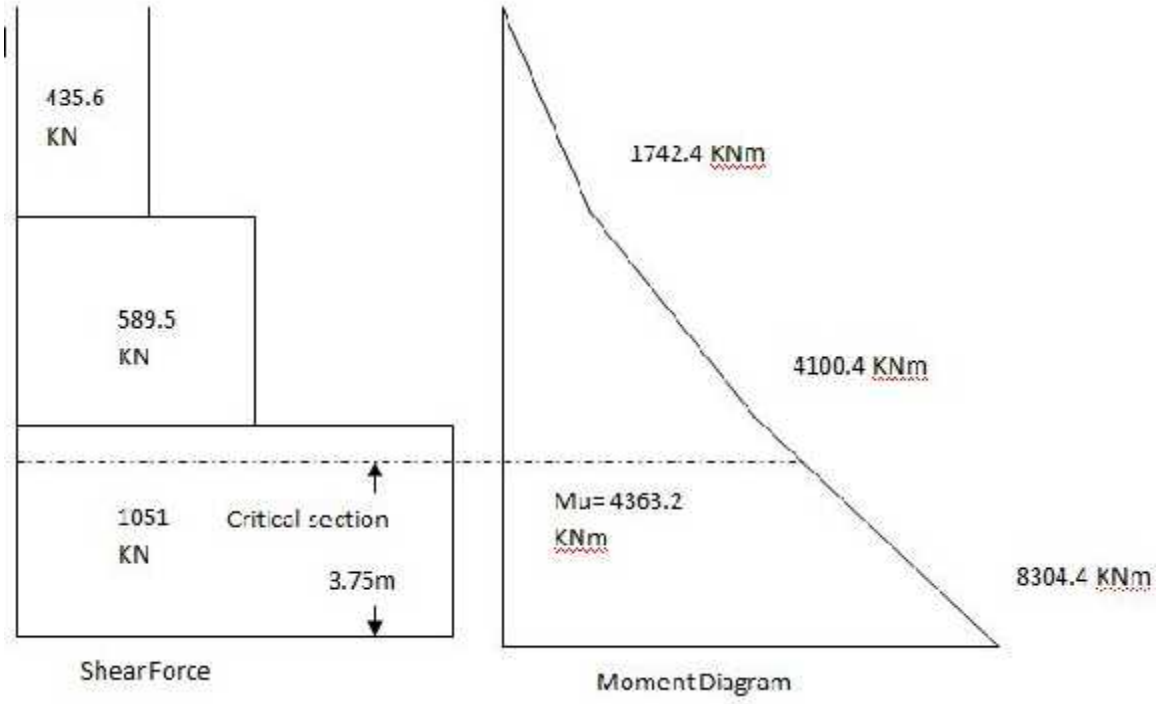
Temperature & Shrinkage reinforcement:

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

Use Φ10 @ 17.5 cm ……

4.13 Design Of Shear Wall :

Design of shear



From Uniform Building Code 1997 (UBC):

Z=0.3 zone "3"

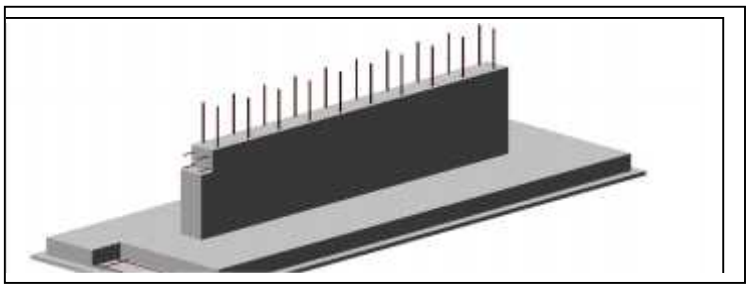
R= 5.5

I=1

Ca = 0.24

Cv = 0.24

h_n = 12 m , Lw = 7.5 m , t =.2m



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**

$d = 0.8 * Lw = 0.8 * 7.5 = 6m$

$Vc_1 = \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * h * d = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 0.2 * 6 = 979.8KN(Control)$

$Vc_2 = \frac{\sqrt{fc'} * h * d}{4} + \frac{N_u * d}{4 * l_w} = \frac{\sqrt{24} * 0.20 * 6}{4} + \frac{1 * 6}{4 * 7.5} = 1469.7.6KN$

$Vc_3 = \left(\frac{0.05\sqrt{fc'}}{2} + \frac{l_w\left(0.1\sqrt{fc'} + \frac{0.2 * N_u}{l_w * h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right) * \frac{h * d}{} = \left(\frac{0.05\sqrt{24}}{2} + \frac{7.5\left(0.1\sqrt{24} + \frac{0}{7.5 * 0.20}\right)}{\frac{4363.2}{1051} - \frac{7.5}{2}} \right) * \frac{0.20 * 6}{} = 7062KN$

$Vs = Vn - Vc1$

$0.75Vs = 1051 - 734.85 \Longrightarrow Vs = 421.5KN$

$\left(\frac{Av_h}{S2}\right) = \frac{Vs}{Fy * d} = \frac{421.5 * 1000}{420 * 6000} = 0.1673m$

$\left(\frac{Av_{h\,min}}{hS2}\right) = ° = 0.000863 < 0.0020$

$Assume¤10$

$S2 = 2 * 78.5 / 200 * 0.002 = 392.5mm$

$select \longrightarrow 2¤10 \longrightarrow As = 1.58cm2$

$S = 250 < 450 < 600 < 1500$

$use....2¤10@25cm(c/c)in\,2layer$

Select 2Φ 10 / 25cm. In tow layer

Design of the Vertical reinforcement:

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

$S = 25cm$

$S = 250 < 450 < 600 < 2500$

$\longrightarrow Select\ 2\text{¤}10 / 25cm\, c/c$

Select 2Φ 10 / 25cm. In tow layer

Design of bending moment:

Mu = 8304.4 KN.m Pu = 450 KN

Ast = (7500/250)*2*78.5 = 4710 mm^2

$$\emptyset Mn = \emptyset\left[0.5Astfylw(1 + \frac{Pu}{Astfy})(1 - \frac{c}{lw})\right] = 3765\ KNm$$

$$\omega = (\frac{Ast}{lwh})\frac{fy}{fc'} \quad \alpha = (\frac{Pu}{lwh})\frac{1}{fc'} \qquad \omega = 0.055 \quad \alpha = 0.0125$$

$$\frac{c}{lw} = \frac{\omega + \alpha}{2\omega + .85\beta 1} = 0.081$$

Try $\emptyset 12@250\ Ast = 6786mm2$

$\emptyset Mn = 11504\ KNm > 8304.4$ OK

4.14 Steel Column Design :

L= 1.65 m = 5.41 ft LL = 90.8 KN = 20.4 kips DL = 176 KN = 39.6 kips

Pu = 80.16 kips

K=1

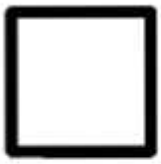
$KL_x = KL_y$ = 5.41 ft AISC steel construction manual 13th edition (Table 4-4 page 4-59)

Table 4–4 (continued)

Available Strength in Axial Compression, kips

Square HSS

F_y = 46 ksi



HSS4

Shape		HSS4×4×									
		3/8		5/16		1/4		3/16		1/8	
t_{design}, in.		0.349		0.291		0.233		0.174		0.116	
Wt/ft		17.2		14.8		12.2		9.40		6.45	
Design		P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
gyration r_y	0	132	198	113	170	92.9	140	71.2	107	48.7	73.2
	1	131	197	112	169	92.5	139	70.9	107	48.5	72.9
	2	129	194	111	167	91.3	137	70.1	105	47.9	72.0
	3	127	190	109	163	89.4	134	68.7	103	47.0	70.7
	4	123	184	105	158	86.8	131	66.8	100	45.7	68.8
	5	118	177	101	152	83.6	126	64.4	96.7	44.2	66.4
	6	112	168	96.6	145	79.9	120	61.6	92.6	42.3	63.6
	7	106	159	91.3	137	75.6	114	58.4	87.8	40.2	60.5

$\emptyset P_n$ for HSS 4x4x3/16 (when KL=5.41) = 96.6 > Pu = 80.16 kips (Use HSS4x4x3/16)

Column base Plate Design :

From AISC Manual Tables 2-4 and 2-5, the material properties are as follows:

Column	Base Plate
ASTM A500 Grade B	ASTM A36
Fy = 46 ksi	Fy = 36 ksi
Fu = 58 ksi	Fu = 58 ksi

From AISC Manual Table 1-12, the geometric properties are as follows:

HSS4×4×3/16

B = H = 4.00 in.

Pu= 1.2 *39.6 + 1.6 * 20.4 = 80.16 kips

Available Strength for the Limit State of Concrete Crushing

On less than the full area of a concrete support,

Pp = 0.85 fc'$A1\sqrt{A1/A2} \leq$ 1.7fc'A1 (Spec. Eq. J8-2)

A1 = BN

= 12.0 in.(12.0 in.)

= 144 in.2

A2 = 12 in.(80 in.)

= 960 in.2

Pp = 0.85(3.5)(144) ($\sqrt{\frac{960}{144}}$)$\leq 1.7 * 3.5 * 144$ = 1106.12≥ 856.8 kips tack Pp= 856.8 kips Øc = 0.65

from AISC Specification Section J8 ➔ ØcPp = 556.9 kips > 80.16 kips

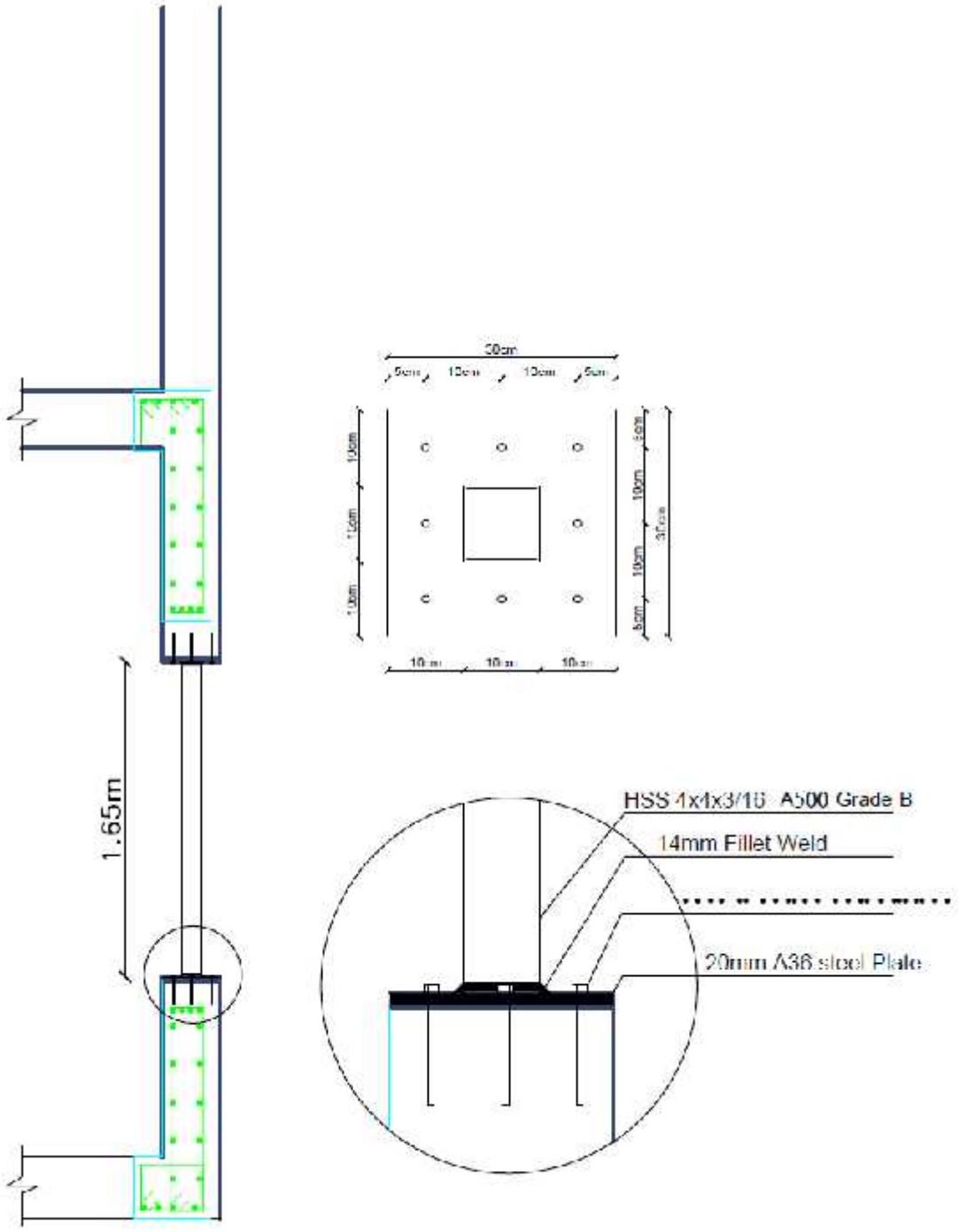
Pressure Under Bearing Plate and Required Thickness

For a rectangular HSS, the distance m or n is determined using 0.95 times the depth and width of the HSS.

m = n = l = N- 0.95(outside dimension)/2 = 12-0.95(4) /2 = 4.1 in

$tp(req) = l\sqrt{\frac{2Pu}{0.9FyBN}}$ $tp(req) = l\sqrt{\frac{2*80.16}{0.9*36*12*12}}$= 0.76 in (use 20mm plate thick)

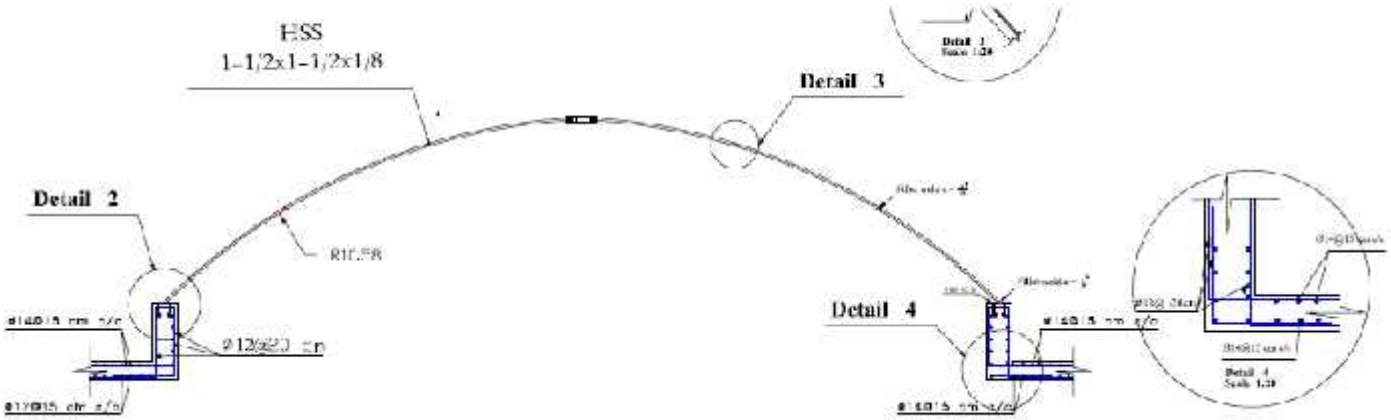
- Use 14 mm fillet weld between plate and the column



Steel column
Design Detail

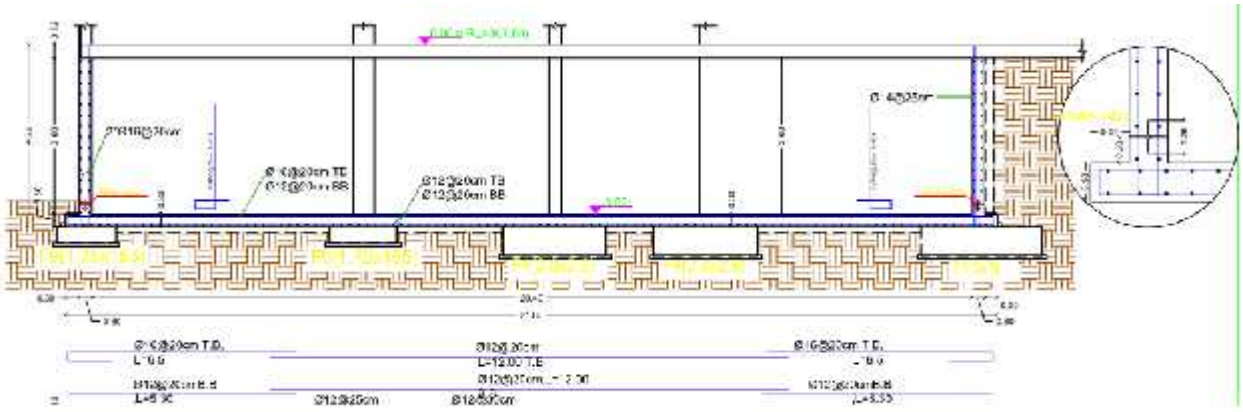
4.15 Dome Design:

We used sap 2000 for analysis and design of the structure dome, the load applied is self-weight, glass weight and the wind load. The design result shows that profile HSS 1-1/2x1-1/2x1/8 is adequate for the dome and this is the detail of it.



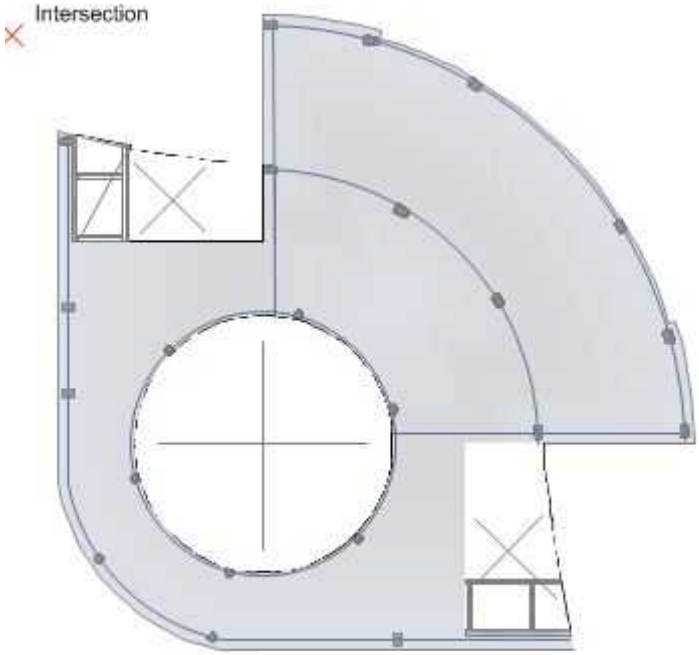
4.16 Well Design:

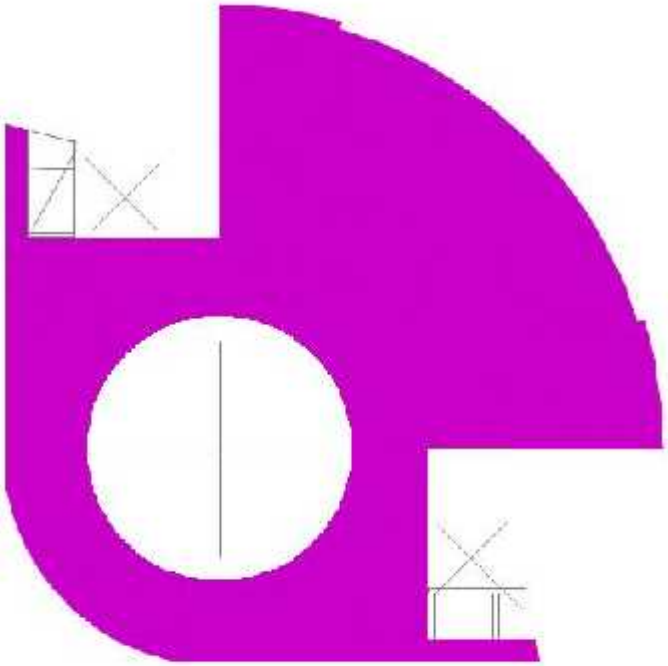
We used staad pro to analyze and obtain the stresses that happens in the well walls and foundation then we design the well manually and this is its detail.

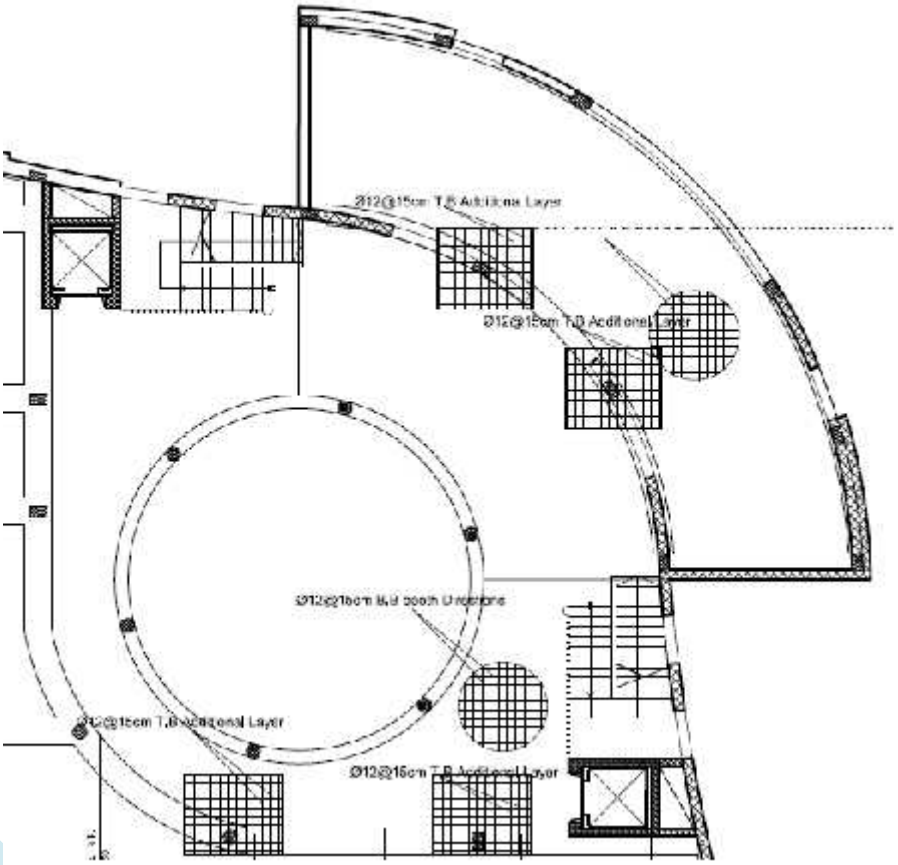


4.17 Solid Slab Design:

By using safe12 software we have analyzed the solid slab and obtained its reinforcement.







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 :-

١- في هذه المرحلة قمنا بوضع الحلول الانشائية لجميع العناصر وتصميمها وفق ما تعلمناه .

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

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

تم بحمد الله

4.15 Design of Basement Wall :

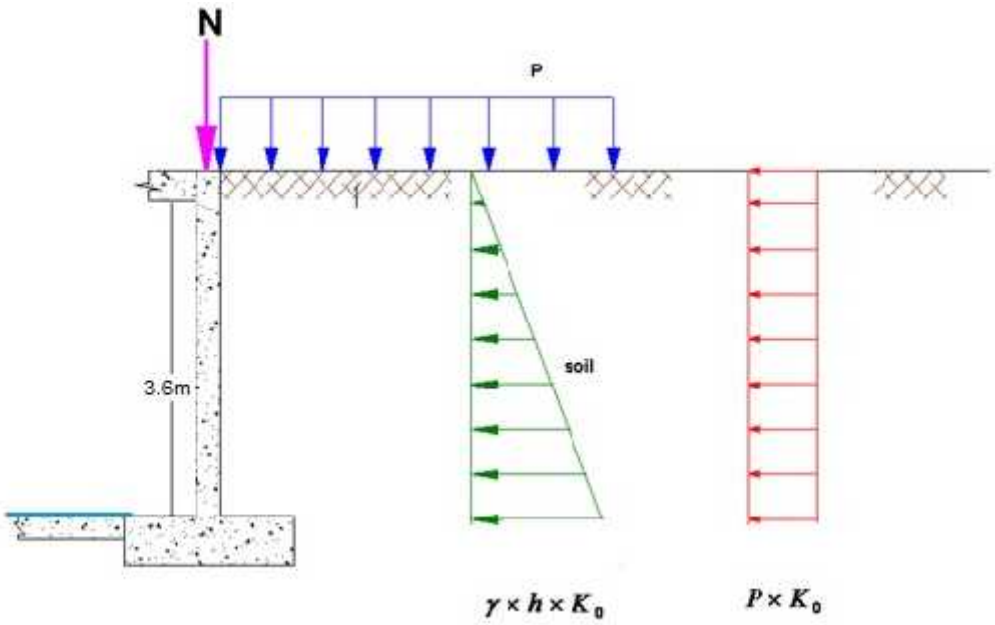


Figure (4-30) : Load on Basement Wall

⇒ Loading :

- **Self weight of earth :**

$q_1 = ¥ \times h \times K_0$

Assume that :

$¥_{soil} = 18\ KN/m^3$

$¯ = 30^{\circ}$

$K = 0.5,, at, rest$

$q_1 = 18 \times 3.6 \times 0.5 = 32.4\ \text{KN/m}^2$

- **Load from live load:**

$q_2 = P \times K_0$

$q_2 = 5 \times 0.5 = 2.5\text{KN/m}^2$

$W_{min(factored)}$ =1.6*2.5= 4 kN/m

$W_{max(factored)}$ = 1.6*32.4= 51.84kN/m

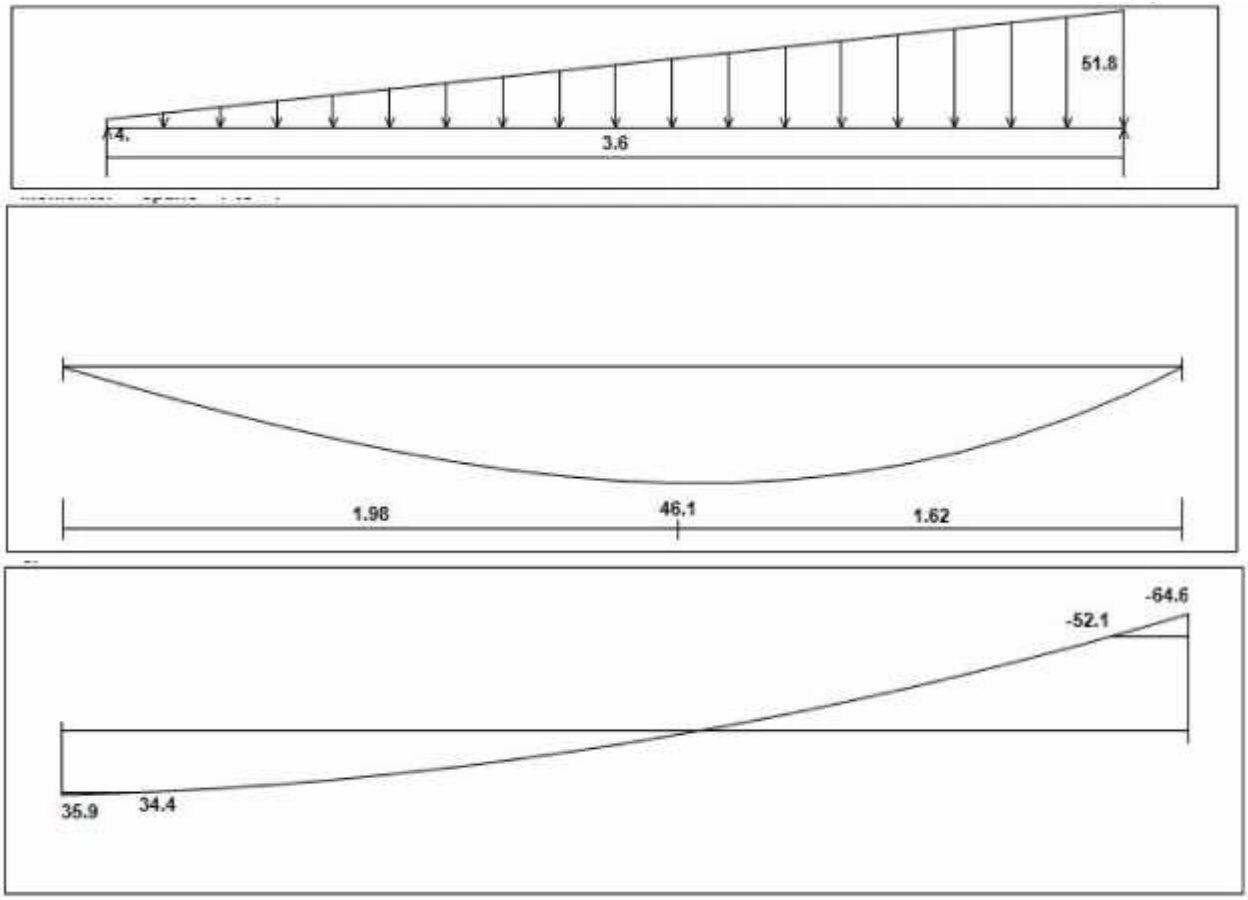


Figure (4-31) : Loads & Shear/Moment envelope for basement wall

⇒ **Design :**

h = 300 mm

check thickness :

Vud = 52.1 KN assume Φ20 d= 300-75-10 =215 mm

$$¤ \times Vc \geq Vu$$

$$¤ \times Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{fc'} \times b \times d = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 1000 \times 215$$

$$¤ .Vc = 131.67 >> Vu = 52.1kN$$

Thickness is adequate enough

Design of the Vertical reinforcement:

$$d = 300 - 75 - 10 = 215\,mm$$

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{46.1 \times 10^6}{1000 \times 0.9 \times 215^2} = 1.108 Mpa$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 1.108}{420}}\right) = 2.714 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = 1.795 \times 10^{-3} \times 1000 \times 215 = 583.5\,mm^2 / m$$

$$As_{\min} = 0.0012 * 1000 * 300 = 360 mm^2 / m$$

$$As_{\min} = 300 mm^2 / m < As_{req} = 583.5 mm^2 / m$$

$$\#\,of\ bar\ \ in\ one\ meter = \frac{583.5}{154} = 4$$

Select Φ14@25cm c/c

Design of the Horizontal reinforcement:

Select the greater of:

$$As_{horezantal} = 0.002 * 1000 * 300 = 600 mm^2 / m$$

$$\#\,of\ bar\ \ in\ one\ meter = \frac{600}{113.1} = 6$$

Use half of the horizontal reinforcement in each side

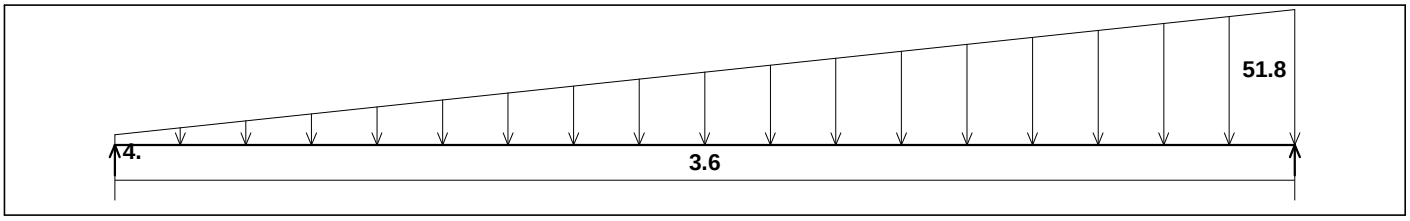
Select Φ12@30cm c/c , on both sides

Select Φ12@30cm c/c **Vertical** reinforcement

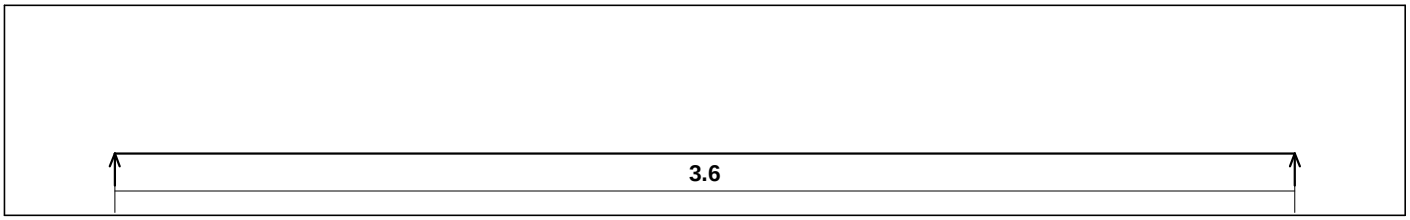
*** For demonstration purposes only ***

L o a d i n g

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

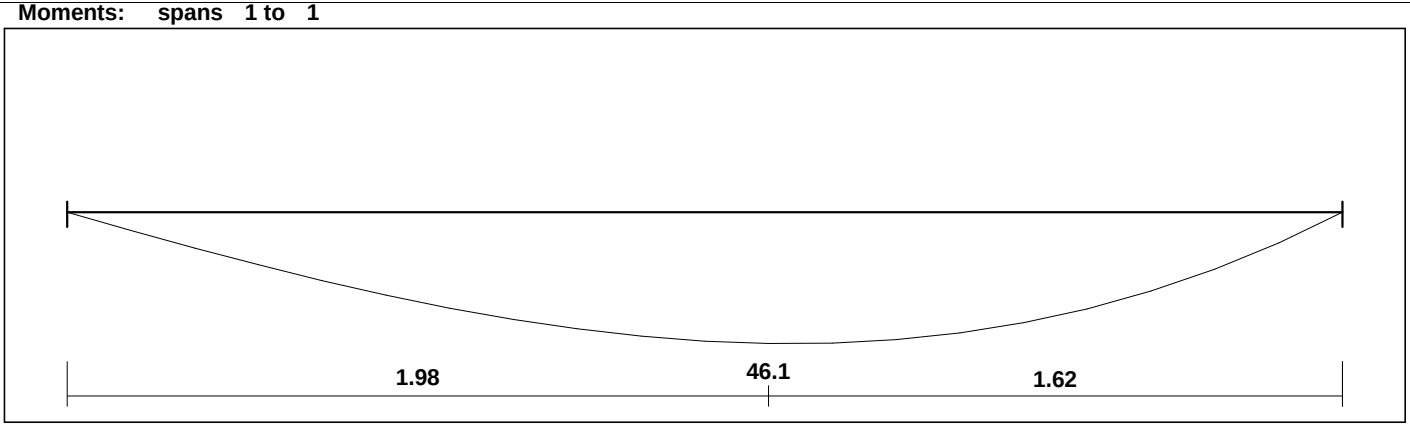


Live load - Factored

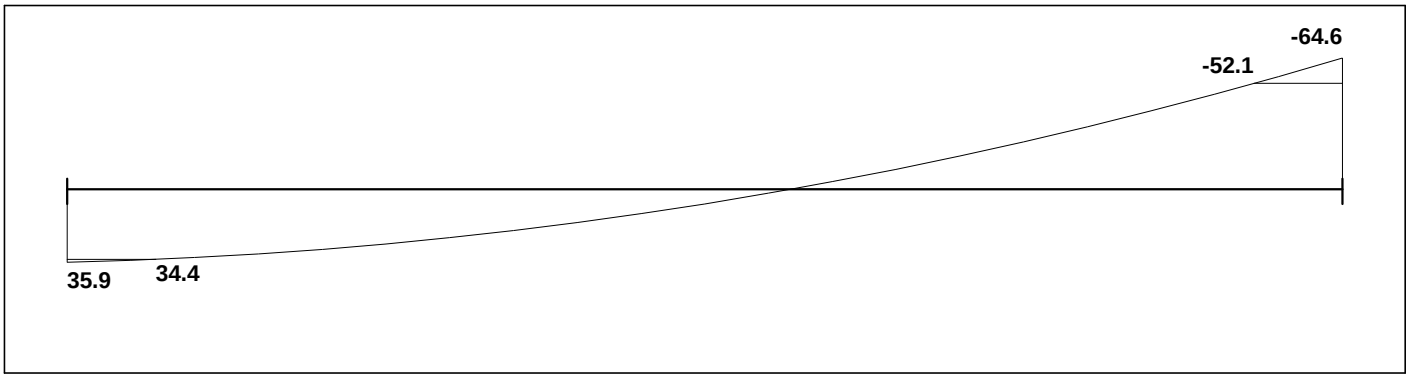


M o m e n t / S h e a r E n v e l o p e (Factored) Units:kN,meter

Moments: spans 1 to 1



Shear



*** For demonstration purposes only ***

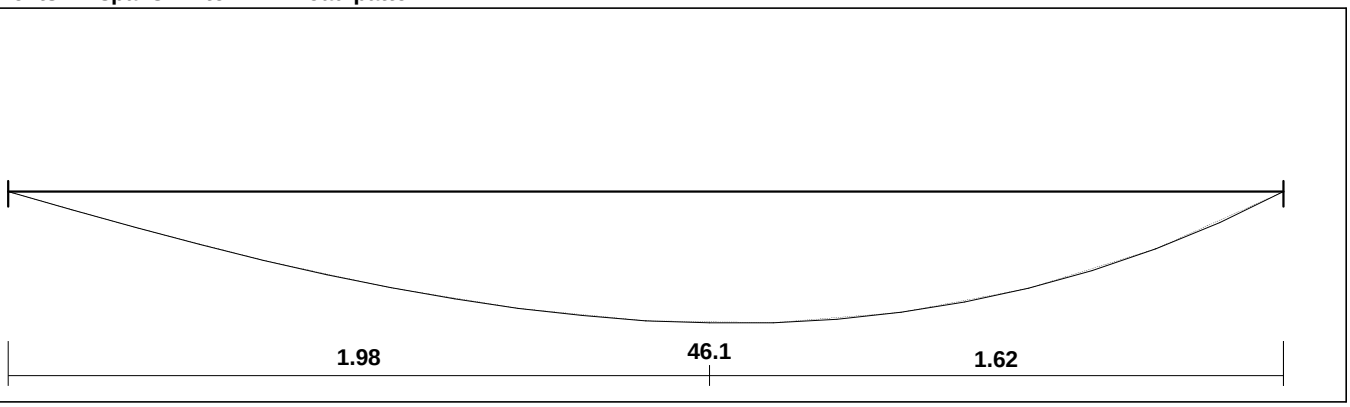
M o m e n t / S h e a r E n v e l o p e (Factored) Units:kN,meter

Reactions
Factored

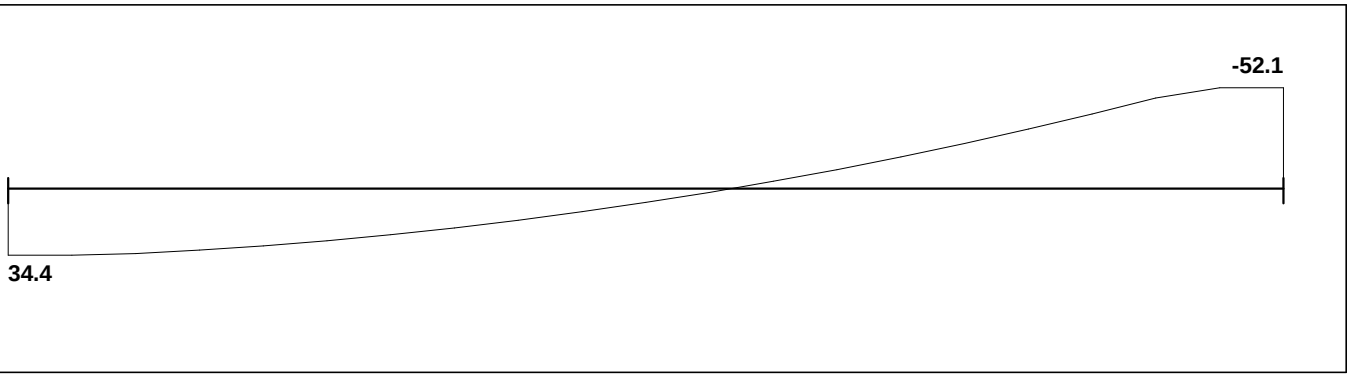
DeadR	**35.9**	**64.61**
LiveR	**0.**	**0.**
Max R	**35.9**	**64.61**
Min R	**35.9**	**64.61**

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 1 Load pattern: XX



Shear



*** For demonstration purposes only ***

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

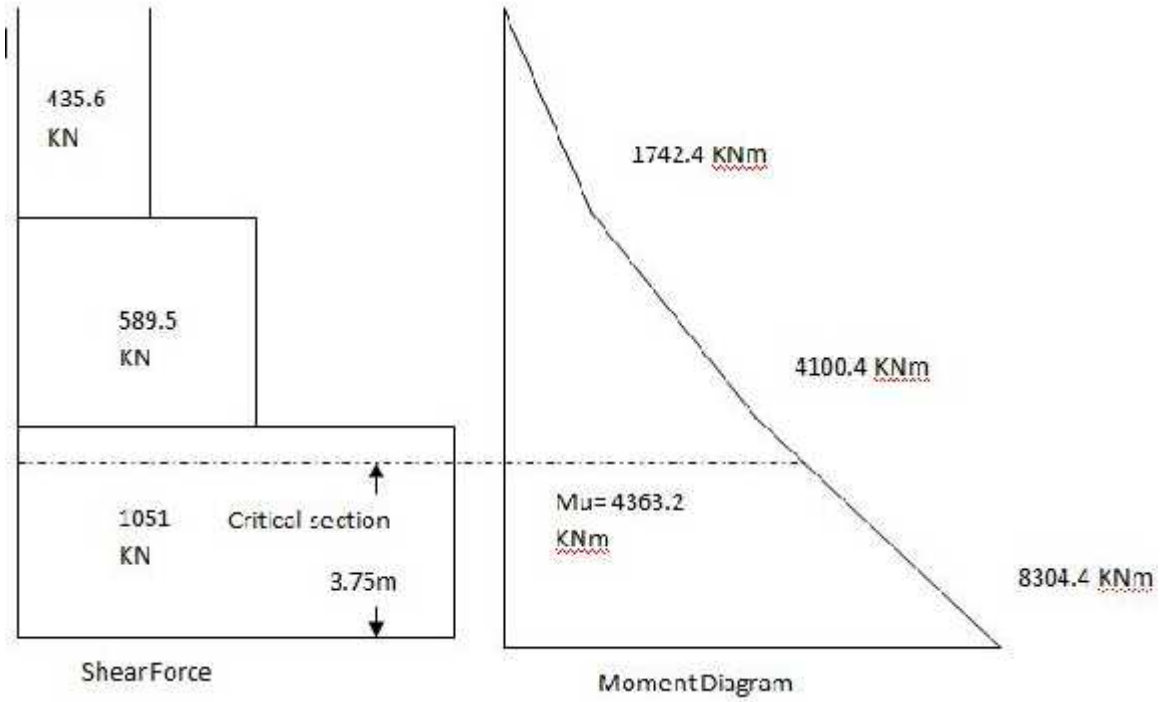
1basem	2wall
	1
Min M	0.0	0.0
Max M	0.0	0.0
MspMn	0.0	0.0
MspMx	0.0	0.0
M Max		
M Min		
Mmn=0 @	0.0	3.6
Mmx=0 @	0.0	3.6
mx -M @		
mx +M @		
V max		-64.6
V min		-64.6
DReac		64.6
LReac	0.0	0.0
Max R		64.6
Min R		64.6

Individual load cases - factored Units:kN,meter

1	2
	1
Min M	0.0	0.0
M Max		
Mmx=0 @	0.0	3.6
mx +M		
V max		-64.6

45.56 Design Of Shear Wall :

Design of shear



From Uniform Building Code 1997 (UBC):

Z=0.3 zone "3"

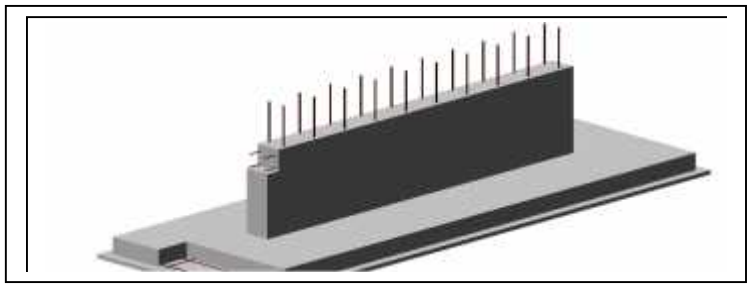
R= 5.5

I=1

Ca = 0.24

Cv = 0.24

h_n = 12 m , Lw = 7.5 m , t =.2m



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**

$d = 0.8 * Lw = 0.8 * 7.5 = 6m$

$Vc_1 = \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * h * d = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 0.2 * 6 = 979.8KN \ (Control\ )$

$Vc_2 = \frac{\sqrt{fc'} * h * d}{4} + \frac{N_u * d}{4 * l_w} = \frac{\sqrt{24} * 0.20 * 6}{4} + \frac{1 * 6}{4 * 7.5} = 1469.7.6KN$

$Vc_3 = \left(\frac{0.05\sqrt{fc'}}{2} + \frac{l_w \left(0.1\sqrt{fc'} + \frac{0.2 * N_u}{l_w * h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right) * \frac{h * d}{} = \left(\frac{0.05\sqrt{24}}{2} + \frac{7.5\left(0.1\sqrt{24} + \frac{0}{7.5 * 0.20} \right)}{\frac{4363.2}{1051} - \frac{7.5}{2}} \right) * \frac{0.20 * 6}{} = 7062\ KN$

$Vs = Vn - Vc1$

$0.75Vs = 1051 - 734.85 ==> Vs = 421.5KN$

$\left(\frac{Av_h}{S2} \right) = \frac{Vs}{Fy * d} = \frac{421.5 * 1000}{420 * 6000} = 0.1673\,m$

$\left(\frac{Av_{h\,min}}{hS2} \right) = ° = 0.000863 < 0.0020$

Assume ¤10

$S2 = 2 * 78.5 / 200 * 0.002 = 392.5mm$

$select \longrightarrow 2¤10 \longrightarrow As = 1.58cm2$

$S = 250 < 450 < 600 < 1500$

$use....2¤10 @ 25cm(c/c) in\ 2layer$

Select 2Φ 10 / 25cm. In tow layer

Design of the Vertical reinforcement:

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

$S = 25cm$

$S = 250 < 450 < 600 < 2500$

$\longrightarrow Select\ 2\text{¤}10 / 25cm\, c/c$

Select 2Φ 10 / 25cm. In tow layer

Design of bending moment:

Mu = 8304.4 KN.m Pu = 450 KN

Ast = (7500/250)*2*78.5 = 4710 mm^2

$$\emptyset Mn = \emptyset\ \ 0.5 Astfylw(1 + \frac{Pu}{Astfy})(1 - \frac{c}{lw}) \quad = 3765 \text{ KNm}$$

$$\omega = (\frac{Ast}{lwh})\frac{fy}{fc'} \quad \alpha = (\frac{Pu}{lwh})\frac{1}{fc'} \qquad \omega = 0.055 \quad \alpha = 0.0125$$

$$\frac{c}{lw} = \frac{\omega + \alpha}{2\omega + .85\beta 1} = 0.081$$

Try $\emptyset 12@250\ Ast = 6786mm2$

$\emptyset Mn =$ 11504 KNm > 8304.4 OK

4.16 Design of Stairs :

4.16.1 Determination of Thickness:

L = 4.85 m.

h_{req} = L/ 20

h_{req} = 485 / 20 = 24.25 cm ……take h= 25 cm.

⇒ **Use h = 25cm**.

θ = $\tan^{-1}$(16.7 / 30) = 29.1°

Cos θ = 0.87

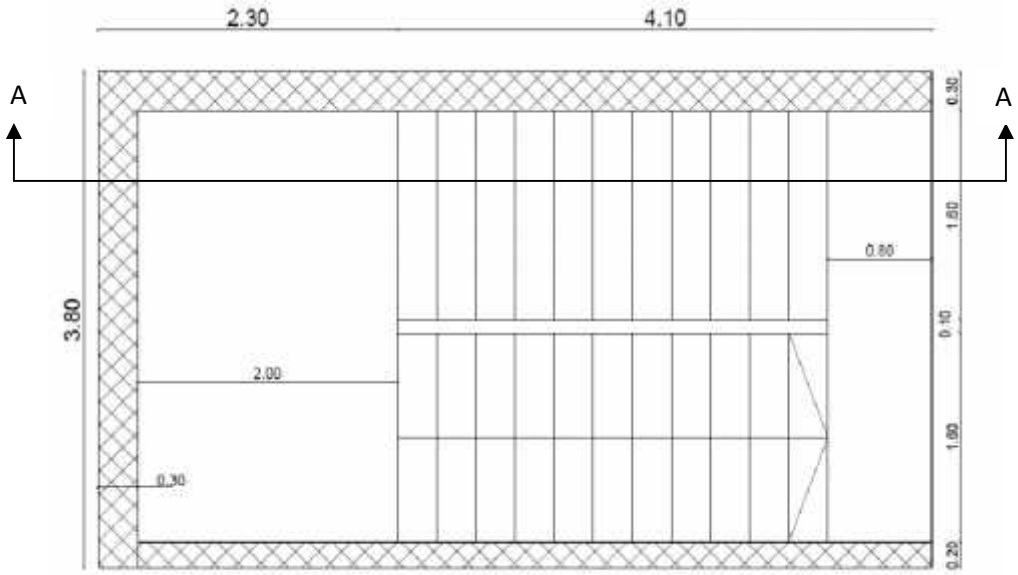


Figure (4-32) : Stairs plan

Load Calculations

Load calculations of Flight

material	gama	Rih	Rb	t	KN/m
tiles	27	0.167	0.35	0.03	1.3959
mortar	23	0.167	0.3	0.02	0.716
str.stp	25	0.167	0.3	0.3	2.0875
R C	25	0.25	ϴ=29.1		7.153
Plaster	23	0.03	ϴ=29.1	0.02	0.790
h min = 20 cm				total load	12.142
Live Load					5

Load calculations of Landing

material	gama	h	b	KN/m
tiles	27	0.03	1	0.81
mortar	23	0.02	1	0.46
R C	25	0.25	1	6.25
Sand	18	0.07	1	1.26
plaster	23	0.02	1	0.46
			total load	9.24
Live Load				5

4.16.3 Design of Flight :

- Assume Ø 12 for main reinforcement:-

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

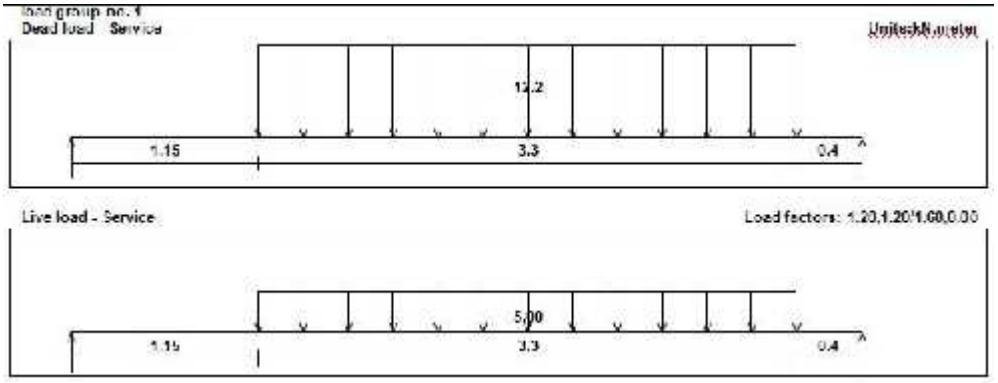


Figure (4-33) : Loads on stairs

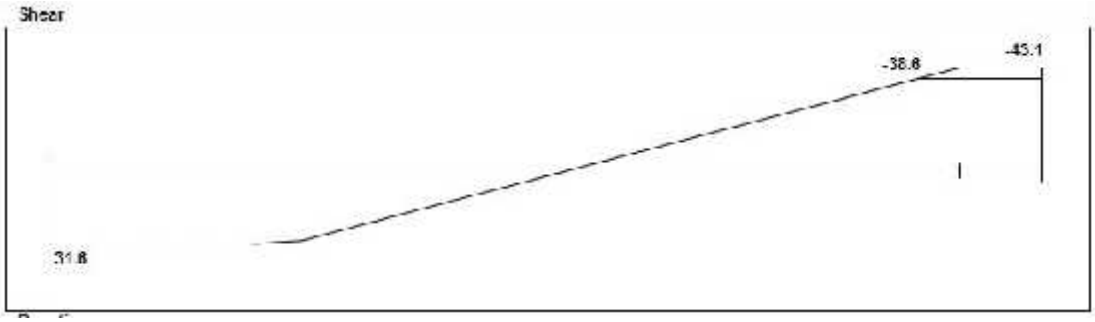


Figure (4-34) : Shear Envelope

Vu = 38.6 KN .

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

$$¤Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 223}{6} = 136.6KN$$

Vu = 38.6 KN < ¤*Vc* = 136.6 KN .

>>>> **Thickness is adequate enough**

4.16.4 Design of Flexure :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair

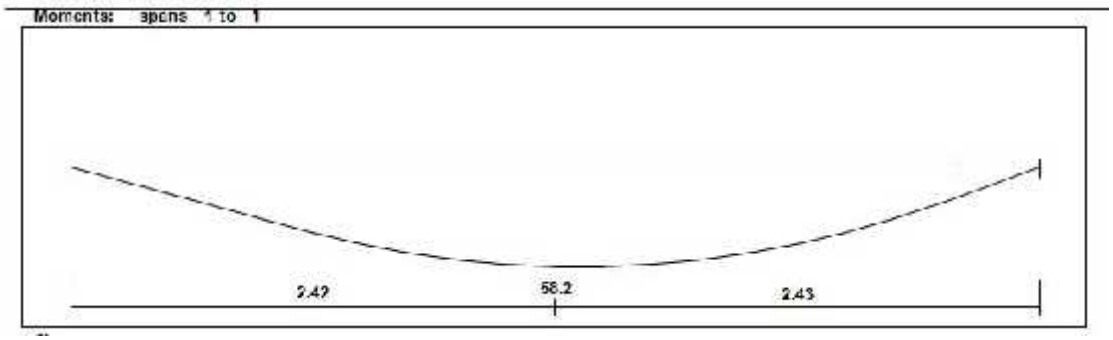


Figure (4-35) : Moment Envelope

Mu = 58.2 kN.m

Mn = Mu / 0.9 = 58.2/ 0.9 = 64.7 KN.m.

d = 223 mm.

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

$$R_n = \frac{64.7 * 10^6}{1000 * 223^2} = 1.3MPa \ .$$

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

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

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.588*1.3}{420}}\right) = 3.2*10^{-3}$$

$As_{req} = 3.2*10^{-3}*1000*223 = 713.6\ \text{mm}^{2.}$

$As_{\min} = 0.0018*b*h = 0.0018*1000*250 = 450cm^2$

$As_{\min} = 4.5\ \text{cm}^2 \leq As_{req} = 7.136\ \text{cm}^2$

Use Φ 14 >>> 713.6/154 = 4.6

Use 1Φ 14 @ 20 cm c/c ……..

Check for strain:

Tension = Compression

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

$713.6*420 = 0.85*24*1000*a$

$a = 14.7mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{14.7}{0.85} = 17.3mm$

$£_s = \frac{223-17.3}{17.3}*0.003$

$£_s = 0.0357 > 0.005 \longrightarrow ok$

4.16.5 Temperature & Shrinkage reinforcement:

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

Use Φ10 @ 17.5 cm ……

4.16.6 Stairs at section (A-A) Details:

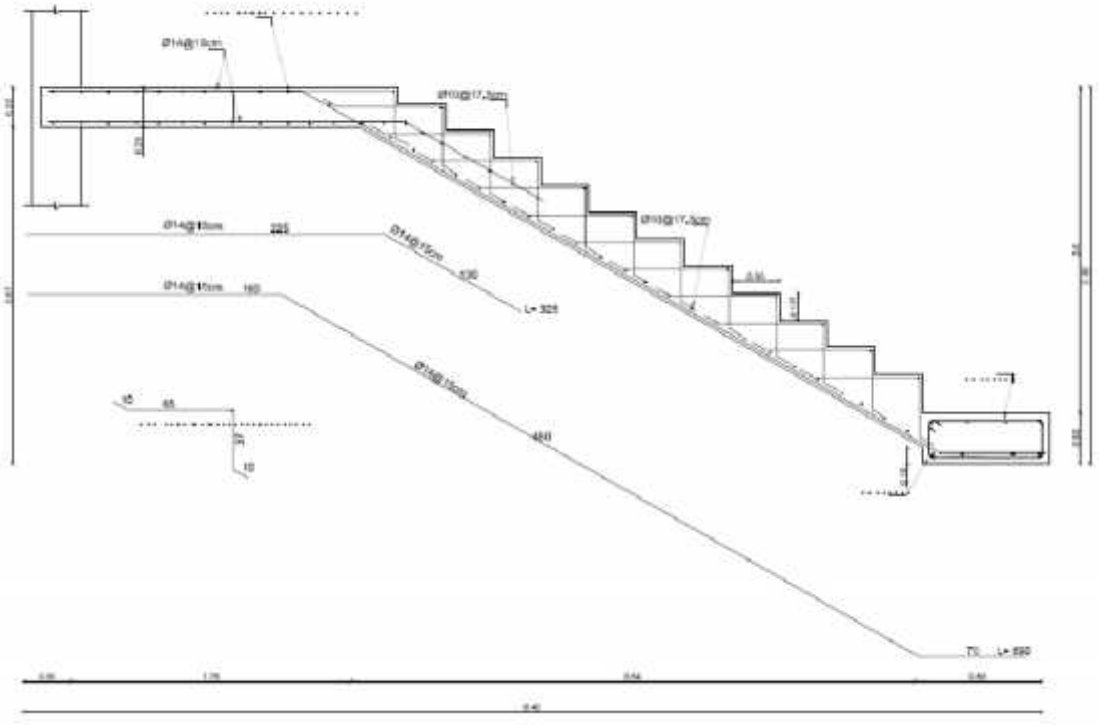


Figure (4-36) : Stair Section

4.16.3 Design of Landing :

- Assume Ø 12 for main reinforcement:-

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

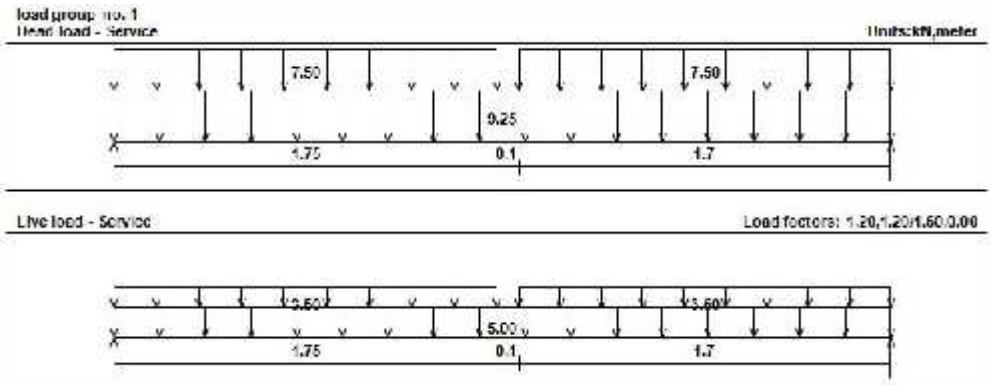


Figure (4-33) : Loads on stairs

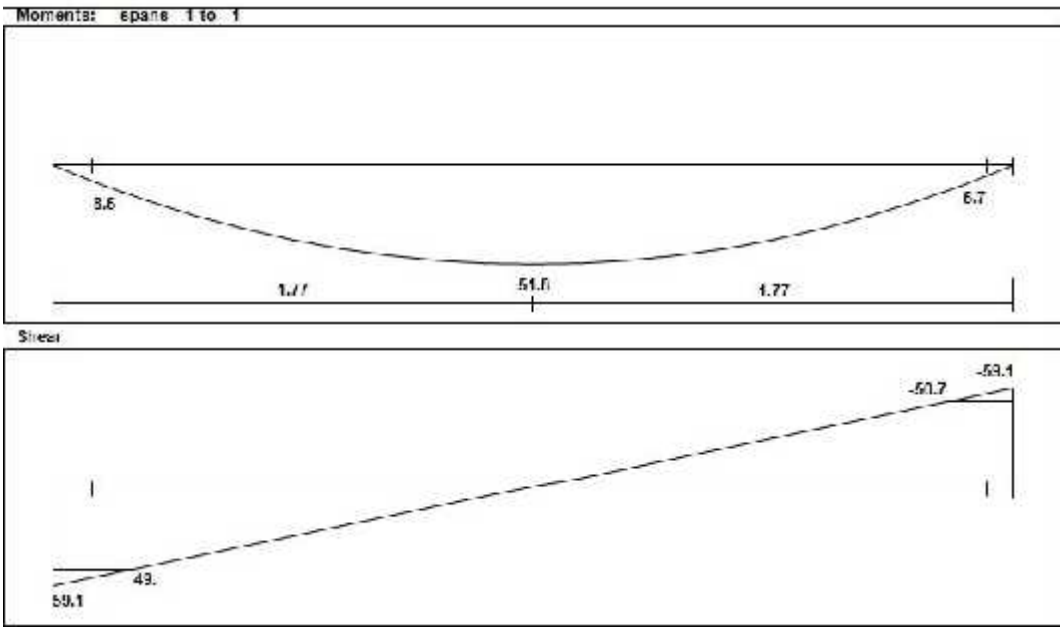


Figure (4-34) : Moment ,Shear Envelope

Vu = 50.7 KN .

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

$$¤Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 223}{6} = 136.6KN$$

Vu = 50.7 KN < $¤Vc$ = 136.6 KN .

>>>> **Thickness is adequate enough**

4.16.4 Design of Flexure :

Mu = 51.8 kN.m

Mn = Mu / 0.9 = 51.8/ 0.9 = 57.6 KN.m.

d = 223 mm.

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

$$R_n = \frac{57.6 * 10^6}{1000 * 223^2} = 1.16 MPa \ .$$

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

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

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 1.16}{420}}\right) = 2.845 * 10^{-3}$$

As_{req} = $2.845 * 10^{-3} * 1000 * 223 = 634.5$ mm$^{2.}$

$$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 cm^2$$

$As_{\min}$ = 4.5 cm^2 ≤ As_{req} = 6.345 cm^2

Use Φ 14 >>> 634.5/154 = 4.12

Use 1Φ 14 @ 20 cm c/c ……..

Check for strain:

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

$$713.6 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 14.7 mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{14.7}{0.85} = 17.3 mm$$

$$£_s = \frac{223 - 17.3}{17.3} * 0.003$$

$$£_s = 0.0357 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.16.5 Temperature & Shrinkage reinforcement:

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

Use Φ10 @ 17.5 cm ……

4.12 Steel Column Design :

L= 1.65 m = 5.41 ft LL = 90.8 KN = 20.4 kips DL = 176 KN = 39.6 kips

Pu = 80.16 kips

K=1

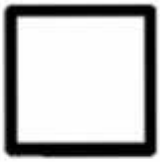
$KL_x = KL_y$ = 5.41 ft AISC steel construction manual 13th edition (Table 4-4 page 4-59)

Table 4–4 (continued)

Available Strength in Axial Compression, kips

Square HSS

F_y = 46 ksi



HSS4

Shape		HSS4×4×									
		3/8		5/16		1/4		3/16		1/8	
t_{design}, in.		0.349		0.291		0.233		0.174		0.116	
Wt/ft		17.2		14.8		12.2		9.40		6.45	
Design		P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
gyration r_y	0	132	198	113	170	92.9	140	71.2	107	48.7	73.2
	1	131	197	112	169	92.5	139	70.9	107	48.5	72.9
	2	129	194	111	167	91.3	137	70.1	105	47.9	72.0
	3	127	190	109	163	89.4	134	68.7	103	47.0	70.7
	4	123	184	105	158	86.8	131	66.8	100	45.7	68.8
	5	118	177	101	152	83.6	126	64.4	96.7	44.2	66.4
	6	112	168	96.6	145	79.9	120	61.6	92.6	42.3	63.6
	7	106	159	91.3	137	75.6	114	58.4	87.8	40.2	60.5

$\emptyset Pn$ for HSS 4x4x3/16 (when KL=5.41)= 96.6 >Pu = 80.16 kips (Use HSS4x4x3/16)

Column base Plate Design :

From AISC Manual Tables 2-4 and 2-5, the material properties are as follows:

Column	Base Plate
ASTM A500 Grade B	ASTM A36
Fy= 46 ksi	Fy= 36 ksi
Fu = 58 ksi	Fu = 58 ksi

From AISC Manual Table 1-12, the geometric properties are as follows:

HSS4×4×3/16

B = H = 4.00 in.

Pu= 1.2 *39.6 + 1.6 * 20.4 = 80.16 kips

Available Strength for the Limit State of Concrete Crushing

On less than the full area of a concrete support,

Pp= 0.85 fc'$A1$ $\sqrt{A1/A2}$ ≤1.7fc'A1 (Spec. Eq. J8-2)

A1 = BN

= 12.0 in.(12.0 in.)

= 144 in.2

A2 = 12 in.(80 in.)

= 960 in.2

Pp = 0.85(3.5)(144) ($\sqrt{\frac{960}{144}}$)≤ 1.7 * 3.5 * 144 = 1106.12≥ 856.8 kips tack Pp= 856.8 kips Øc = 0.65

from AISC Specification Section J8 ➔ØcPp = 556.9 kips> 80.16 kips

Pressure Under Bearing Plate and Required Thickness

For a rectangular HSS, the distance m or n is determined using 0.95 times the depth and width of the HSS.

m = n = l = N- 0.95(outside dimension)/2 = 12-0.95(4) /2 = 4.1 in

$tp\ req\ = l\ \sqrt{\frac{2Pu}{0.9FyBN}}$ $tp\ req\ = l\ \sqrt{\frac{2*80.16}{0.9*36*12*12}}$= 0.76 in (use 20mm plate thick)

- Use 14 mm fillet weld between plate and the column

4. 13 Design of strip Footing:

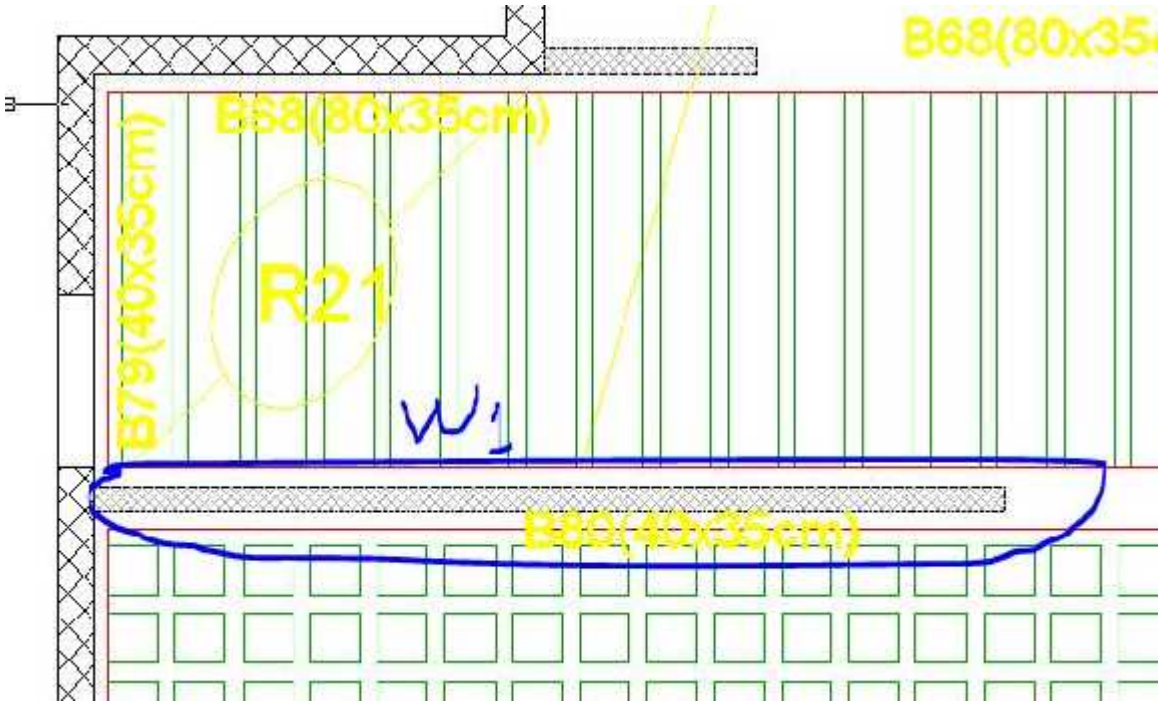


Figure (4-23): location strip footing

4.13.1 Determination of load:

Dl = 215 KN/m LL = 97 KN/m

Total factored load = 413 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- 0.8*18 – 0.3*25 = 373.1 kN/m^2

$\Rightarrow$ For one meter strip

$$A = \frac{413}{373.1} = 1.11\ m^2$$

B = 1.2 m , h= 30 cm

d= 300 – 75 – 20 = 205 mm

q_{ult} = 373.1/ 1.2 *1 = 310.9 kN/m^2.

4.13.2 Check of One Way Shear:

Vu = 1*(0.6- 0.1 - 0.205)*310.9 = 91.71 kN

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

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

$$\emptyset Vc > Vu$$

4.13.3 Design of Bending Moment:

In longitudinal direction

Mu = 310.9*0.5^2/2 = 38.9 kN.m

$$Mn = \frac{38.9}{0.9} = 43.2 KN.m$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{43.2 * 10^6}{1000 * 205^2} = 1.028 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.588$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 1.028}{420}}\right) = 2.512 * 10^{-3}$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 2.512 * 10^{-3} * 205 * 1000 = 515.1\ mm^2$$

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

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

Use ¤ 14

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

¤ 14 at 25 cm c/c

Check of strain :

As * fy = 0.85 * * b * a

616*420=0.85*24*1000*a

a=12.7mm

$$x = \frac{a}{1} = \frac{12.7}{0.85} = 14.9 mm$$

$$£_s = \frac{205 - 14.9}{14.9} X 0.003$$

$£_s$ = 0.038 > 0.005

⇒ OK

In transverse direction :

A_{smin} = 0.0018 * b * h

A_{smin} = 0.0018 * 1200* 300 = 648 mm^2

Use ¤ 12

No. = 432/113 = 5.7 , Use 6 bars

Use 6¤ 12

4.13.4 Development Length of main Reinforcement

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda \sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e \psi_s \psi_t}{\frac{ktr+cb}{db}} * db$$

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 14 = 346\ mm$$

Ld $_{available}$ = 600 - (200/2) - 75= 425mm

Ld $_{available}$= 425 mm > $ld_{req} = 346mm$

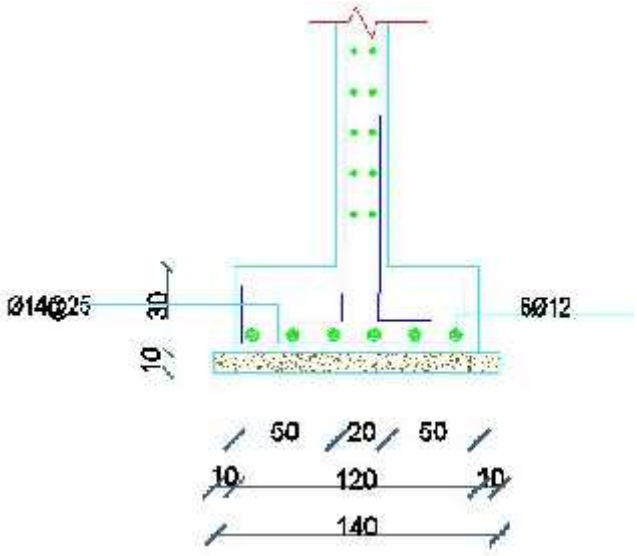


Figure (4-24) Strip Footing Detail

الملاحق
Appendices

قائمة المصادر والمراجع

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

٢. تعليمات المشرف على المشروع .

3. Building Code Requirements for Structural Concrete)ACI 318M-05 (and Commentary, USA, 2005.
4. Design Example Manual V 14 – American Institute for Steel Constructions

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (A-1)

The coordinates of building corner

Appendix (B)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

APPENDIX (C)

Table (MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

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 $(0.4 + f_y/700)$.

جدول (١)

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 شابهها	غرف وقاعات النوم	2.000	1.800
المباني العامة	القاعـات العامـة وقاعـات التجمـع والمسـاجد والكنـائس وقاعـات التـدريس والمسـارح ودور السـينما 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

الأحمال الحية للأرضيات و العقدات وفقا للكود الأردني