بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائره الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع

التصميم الانشائي لمبنى كلية فنون

فريق العمل

جهاد اسحق دعدره

محمد نادي عطاونة

إشراف :

أ.خليل كرامة

فلسطين – الخليل

٢٠١٤-٢٠١٥

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتيكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

التصميم الانشائي لمبنى كلية الفنون

فريق العمل

جهاد اسحق عدره

محمد نادي عطاونه

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

توقيع مشرف المشروع	توقيع رئيس الدائرة
الاسم : أ. خليل كرامة	**الاسم** : د. غسان الدويك
.....	.....

٢٠١٤-٢٠١٥

الإهداء

الى قدوتنا ومعلم البشرية الاول، خير خلق الله .... **الى رسولنا الكريم محمد** صلى الله عليه وسلم .

الى الذين قال الله تعالى فيهما : "وقل ربي ارحمهما كما ربياني صغيرا " صدق الله العظيم

من رعاني بنور قلبه ... وحماني بحكمته ...**الى من سقاني واطعمني ورباني وادبني ... الى من** استقيت منه دروس الحياه ... **الى والدي العزيز** .

الزهرة التي لا تذبل ... **نبع الحنان** ... الى من تعجز الكلمات عن وصفها ... **وتسكن امواج** البحر لسماع اسمها...الى من اختص الله الجنة تحت قدميها ... **الى امي** .

القلوب الطاهرة والنفوس البريئة ...**ملائكة الارض** ...**شقائق النعمان**... الى من اظهروا لي ما هو جميل بالحياة ... **الى اخوتي واخواتي** .

من رفعت رأسي عاليا افتخارا بصحتهم ...**رفاق دربي** ... الى **اصدقائي الاعزاء**.

من رفعوا رايات العلم ومعرفة واخمدوا رايات الجهل والتجهيل ... من كان لهم الفضل في ارشادنا الى طريق العلم... **الى أساتذتي الافاضل** .

من علمونا معنى الحرية...وتحدوا العالم بصمودهم... **الى اسرى الحرية** .

من رووا فلسطين بدمائهم الطاهرة... **الى شهدائنا الابرار** .

كل من ساهم في انجاز هذا العمل المتواضع .

فريق **العمل**

الشكر والتقدير

قال تعالى : "وفوق كل ذي علم عليم " صدق الله العظيم .

بالبداية نقول ان الحمد والشكر في المقام الاول يجب ان يكون **لله سبحانه وتعالى** على توفيقه لنا فالحمد والشكر لك يا الله .

وفاء وتقديرا واعترافا بالجميل منا، نتقدم بجزيل الشكر الى **جامعة بوليتكنك فلسطين_ بيتنا الثاني _ عامة وكلية الهندسة والتكنولوجيا خاصة ولا ننسى أولئك** المخلصين **طاقم دائرة الهندسة المدنية والمعمارية** سواء الاداري او التدريسي، لما قدموه لنا طيلة فترة الدراسة .

كما ونتقدم بجزيل الشكر والعرفان للمشرف على المشروع **الاستاذ خليل كرامة الذي** لم يكل ولم يمل ولم يأل يجهدا في تقديم النصح والمشورة لنا خلال فترة اعداد المشروع ومنحنا الكثير من وقته وعلمه وخبرته .

واخيرا نشكر كل من ساندنا وساهم في انجاز هذا العمل **المتواضع**.

فريق العمل

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي الكامل لمبنى كلية الفنون بكافة تفصيلاته وعناصره الانشائية .

فريق العمل:

جهاد اسحق دعدرة محمد نادي عطاونة

إشراف:
م. خليل كرامة

تتلخص فكرة هذا المشروع في عمل التصميم الإنشائي وكافة التفاصيل الإنشائية اللازمة لمبنى كلية الفنون والذي يتألف من اربعة طوابق .

ويحتوي المشروع على الكثير من الفعاليات التي يحتاجها أي شخص مع كل وسائل الراحة، وقد صمم هذا المبنى على أحدث الطرز المعمارية ، فبالإضافة إلى احتوائه على وسائل الراحة والأمان، فقد وضعت الادراج و المصاعد الكهربائية لخدمة مستعملي المبنى ويحتوي الطابق الارضي على مدرج .

وهذا المبنى هو خرساني مسلح وسيتم تصميمه وفقا لكود الخرسانة الأمريكي، وكما ستستعمل برامج العتير و الاتوكاد ، والسيف و الايتابس والساب في التصميم الانشائي .

تمت مراجعة جميع الخرائط المعمارية لتتوافق مع التصاميم الإنشائية .

Abstract

The Structural Design and Details of College of Arts

Project Team:

Jihad Ishaq Dou'odra Mohammad Nadi Atawneh

Supervisor:

Eng. Khalil Karama.

The idea of this project is to prepare all structural design and construction of all the details for the College of Arts which consists of four floors .

This project contains all activities required for any person, the ground floor consist amphitheater .

This building is a reinforced concrete structure, and it will be designed according to the ACI-code-08. Atir programs, AutoCad, Safe, Etabs, Sab program for design will be used.

Table of Contents

فهرس المحتويات

الصفحات التمهيدية	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	i
صفحة شهادة تقييم مشروع التخرج	ii
صفحة الإهداء	iii
صفحة الشكر والتقدير	iv
صفحة الملخص باللغة العربية	v
صفحة الملخص باللغة الانجليزية	vi
فهرس المحتويات	vii
المصطلحات	xiii

الفصل الأول	المقدمة	١
١-١	المقدمة	٢
١-٢	أهداف المشروع	٢
١-٣	مشكلة المشروع	٣
١-٤	حدود مشكلة المشروع	٣
١-٥	المسلمات	٣
١-٦	فصول المشروع	٣
١-٧	إجراءات المشروع	٤
الفصل الثاني	الوصف المعماري	٥
٢-١	مقدمة	٦
٢-٢	لمحة عن المشروع	٦
٢-٣	موقع المشروع	٧

٢-٤	أهمية موقع المشروع	٨
٢-٥	وصف المساقط الأفقية للمبنى	9
٢-٥-١	الطابق الارضي	٩
٢-٥-٢	الطابق الاول	١٠
٢-٥-٣	الطابق الثاني	١١
٢-٥-٤	الطابق الثالث	١٢
٢-٦	وصف الواجهات	13
٢-٦-١	الواجهة الغربية	١٣
٢-٦-٢	الواجهة الشرقية	١٤
٢-٦-٣	الواجهة الشمالية	١٥
٢-٦-٤	الواجهة الجنوبية	١٦
٢-٦-٥	وصف الحركة	١٦
الفصل الثالث:	**الوصف الإنشائي**	**١٨**
٣-١	مقدمة	19
٣-٢	هدف التصميم الإنشائي	١٩
٣-٣	الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى	٢٠
٣-٣-١	الأحمال	20
٣-٣-٢	الأحمال الميتة	٢٠
٣-٣-٣	الأحمال الحية	٢١
٣-٣-٤	الأحمال البيئية	٢٢
١	الرياح	٢٢
٢	الثلوج	٢٣
٣	الزلازل	٢٣
٣-٤	العناصر الإنشائية	٢٤
٣-٤-١	العقدات	٢٤
	العقدات المصمتة	٢٥
	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٢٧
	عقدات العصب ذات الاتجاهين	٢٨

٣-٤-٢	الجسور	٢٨
٣-٤-٣	الأعمدة	٣٠
٣-٤-٤	الجدران الحاملة (جدران القص)	٣١
٣-٤-٥	الأساسات	٣٢
٣-٤-٦	الأدراج	٣٣
٣-٤-٧	فواصل التمدد	٣٤

Ch4	**Structural Analysis & Design**	**37**
4.1	**Introduction.**	**38**
4.2	**Determination of Factored Load.**	**39**
4.3	**Determination of Thickness for One Way Ribbed Slab**	**39**
4.4	**Load Calculation for One Way Ribbed Slab:**	**40**
4.5	**Design of Topping:**	**42**
4.6	**Design of Tow way ribbed slab:**	**49**
4.7	**Design of Beam (B33-G).**	**55**
4.8	**Design of Column.**	**63**
4.9	**Design of Frame .**	**65**
4.10	**Design of Isolated Footing.**	**74**
4.11	**Design of Mat Foundation**	**80**
4.12	**Design of Stairs.**	**84**
4.13	**Design of Shear wall (W1).**	**90**
الفصل الخامس	الوصف النتائج والتوصيات	١٨
٥-١	مقدمة	٩٢
2-5	النتائج	93
٥-٣	التوصيات	٩٤

	فهرس الجداول	رقم الصفحة
جدول (١-١)	الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية ٢٠١٤-٢٠١٥	٤
جدول (٣-١)	الكثافة النوعية لمواد المستخدمة	٢١
جدول (٣-٢)	الأحمال الحية	٢٢
جدول (٣-٣)	قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	٢٣

جدول (٤-١)	Calculation of the total dead load for one way rib slab	٤١
جدول (٤-٢)	Calculation of the total dead load for topping	٤٢
جدول (٤-٣)	Calculation of the total dead load for beam B33	55

فهرس الأشكال

شكل (٢-١)	موقع قطعة الأرض الخاصة بالمشروع	٧
شكل (٢-٢)	مخطط موقع المشروع	٨
شكل (٢-٣)	المسقط الأفقي للطابق الأرضي	٩
شكل (٢-٤)	المسقط الأفقي للطابق الأول	١٠
شكل (٢-٥)	المسقط الأفقي للطابق الثاني	١١
شكل (٢-٦)	المسقط الأفقي للطابق الثالث	١٢
شكل (٢-٧)	الواجهة الغربية	١٣
شكل (٢-٨)	الواجهة الشرقية	١٤
شكل (٢-٩)	الواجهة الشمالية	١٥
شكل (٢-١٠)	الواجهة الجنوبية	١٦
شكل (٢-١١)	مقطع A-A	١٧
شكل (٢-١٢)	مقطع B-B	١٧
شكل (٣-١)	بعض العناصر الانشائية	٢٤
شكل (٣-٢)	البلاطات المصمتة	٢٥
شكل (٣-٣)	العقدات المصمتة ذات الاتجاه	٢٦
شكل (٣-٤)	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	٢٦
شكل (٣-٥)	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٢٧
شكل (٣-٦)	عقدات العصب ذات الاتجاهين	٢٨
شكل (٣-٧)	الجسور المحورة	٢٩
شكل (٣-٨)	الجسور المدلاة	٢٩
شكل (٣-٩)	احدى أشكال الأعمدة	٣٠
شكل (٣-١٠)	جدار القص	٣١
شكل (٣-١١)	الأساس المفرد	٣٢
شكل (٣-١٢)	الدرج	٣٣

شكل (٣-١٣)	فاصل التمدد رقم ١ بالمبنى	٣٥
شكل (٣-١٤)	فاصل التمدد رقم ٢ بالمبنى	٣٥
شكل (٣-١٥)	**فاصلي التمدد رقم ٣ & ٤ بالمبنى**	٣٦
شكل (٤-١)	**Rib (1-G) in the Ground floor**	٣٩
شكل (٤-٢)	**One way ribbed slab**	٤٠
شكل (٤-٣)	**Toping of slab**	٤٢
شكل (٤-٤)	**spans diagram for rib (1-G)**	٤٤
شكل (٤-٥)	**Moment diagram for rib (1-G)**	٤٤
شكل (٤-٦)	**Shear diagram for rib (1-G)**	٤٥
شكل (٤-٧)	**Dead and live loads diagram for rob (1-G)**	٤٥
شكل (٤-٨)	**Two way rib slab**	٥٩
شكل (٤-٩)	**Geometry of Beam 33**	٥٦
شكل (٤-١٠)	**Moments envelope factored values for Beam 33**	٥٦
شكل (٤-١١)	**Shear envelope factored values for beam 33**	57
شكل (٤-١٢)	**Dead and live loads diagram for beam 33**	٥٧
شكل (٤-١٣)	**Column details C1**	٦٤
شكل (٤-١٤)	**Primary beam dimension**	٦٥
شكل (٤-١٥)	**Moment and shear envelop for primary beam**	٦٦
شكل (٤-١٦)	**Isolated footing F2**	76
شكل (٤-١٧)	**Isolated footing details F2**	٧٩
شكل (٤-١٨)	**Mat footing F15**	٨٠
شكل (٤-١٩)	**Shear in X-direction**	٨٠
شكل (٤-٢٠)	**Shear in Y-direction**	٨١
شكل (٤-٢١)	**Moment in X-direction**	٨٢
شكل (٤-٢٢)	**Moment in Y-direction**	٨٢
شكل (٤-٢٣)	**Stairs plan**	٨٤
شكل (٤-٢٤)	**Load on stairs**	٨٦
شكل (٤-٢٥)	**Shear envelope**	86
شكل (٤-٢٦)	**Moment envelope**	٨٧

شكل (٤-٢٧)	**Stair section**	٨٨
شكل (٤-٢٨)	**Moment and shear diagram for shear wall**	٩٠

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non- prestressed tension reinforcement.
- **A_S =** area of non-prestressed compression reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- **C_c =** compression resultant of concrete section.
- **C_s** = compression resultant of compression steel.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **f_c** = compression strength of concrete .
- **Fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- **Lw** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.

- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **Pu** = factored axial load
- **S** = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete. (Kg/m^3).
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- ε_c **=** compression strain of concrete = 0.003mm/mm.
- ε_s **=** strain of tension steel**.**
- $\acute{\varepsilon}_s$ **=** strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area .

الفصـــــــل الأول

المقدمـــــة

1

١.١ المقدمة.

٢.١أهداف المشروع.

٣.١ مشكلة المشروع.

٤.١ حدود مشكلة المشروع.

٥.١المسلمات.

٦.١فصول المشروع.

٧.١إجراءات المشروع.

١.١ المقدمة

العلم والعمل من ضرورات الحياة وهما متكاملان فالمجتمع لا ينمو ولا ينهض ولا يتطور اذا افتقر للتعليم وهنا نحن نتكلم عن التعليم التقني الذي يكسب الفرد مهنة او حرفة تساعده على كسب رزقه وتساهم في بناء وتطوير المجتمع ,من هنا جاءت فكرة هذا المشروع الذي يعني بدراسة مبنى كلية فنون كمشروع يمكن تصميمه وتطبيقه معمارياً وإنشائياً .

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

يتضمن المشروع تصميم النظام الإنشائي لمبنى كلية فنون يتكون من ٤ طوابق،حيث سيتم اختيار النظام الانشائي المناسب وذلك بتوزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلاءم مع المخططات المعمارية ومن ثم تصميم هذه العناصر ابتداء من العقدات وانتهاء بالقواعد و الأساسات ومن ثم تجهيز المخططات الإنشائية التنفيذية وذلك من أجل الخروج بمشروع متكامل وقابل للتنفيذ.

٢.١ أهداف المشروع

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

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

١.٣ مشكلة المشروع

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

١.٤ حدود مشكلةالمشروع

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط وسوف يتم العمل خلال الفصلين الأول والثاني من السنة الدراسية ٢٠١٤- ٢٠١٥ من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الاول و مشروع التخرج في الفصل الثاني.

١.٥ المسلمات

١) اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08) .
٢) استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, safe, Etabs , Sap 2000).
٣) برامج أخرى مثل&Microsoft office Word & Power Point Autocad 2007.

١.٦ فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على اربعة 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.

٧.١ إجراءات المشروع

١) دراسة المخططات المعمارية وذلك لفهمها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهدافالمشروع و إختيار النظام الإنشائي الملائم.

٢) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنىوكيفية توزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسوروالأعصاب بشكل لا يتعارض مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

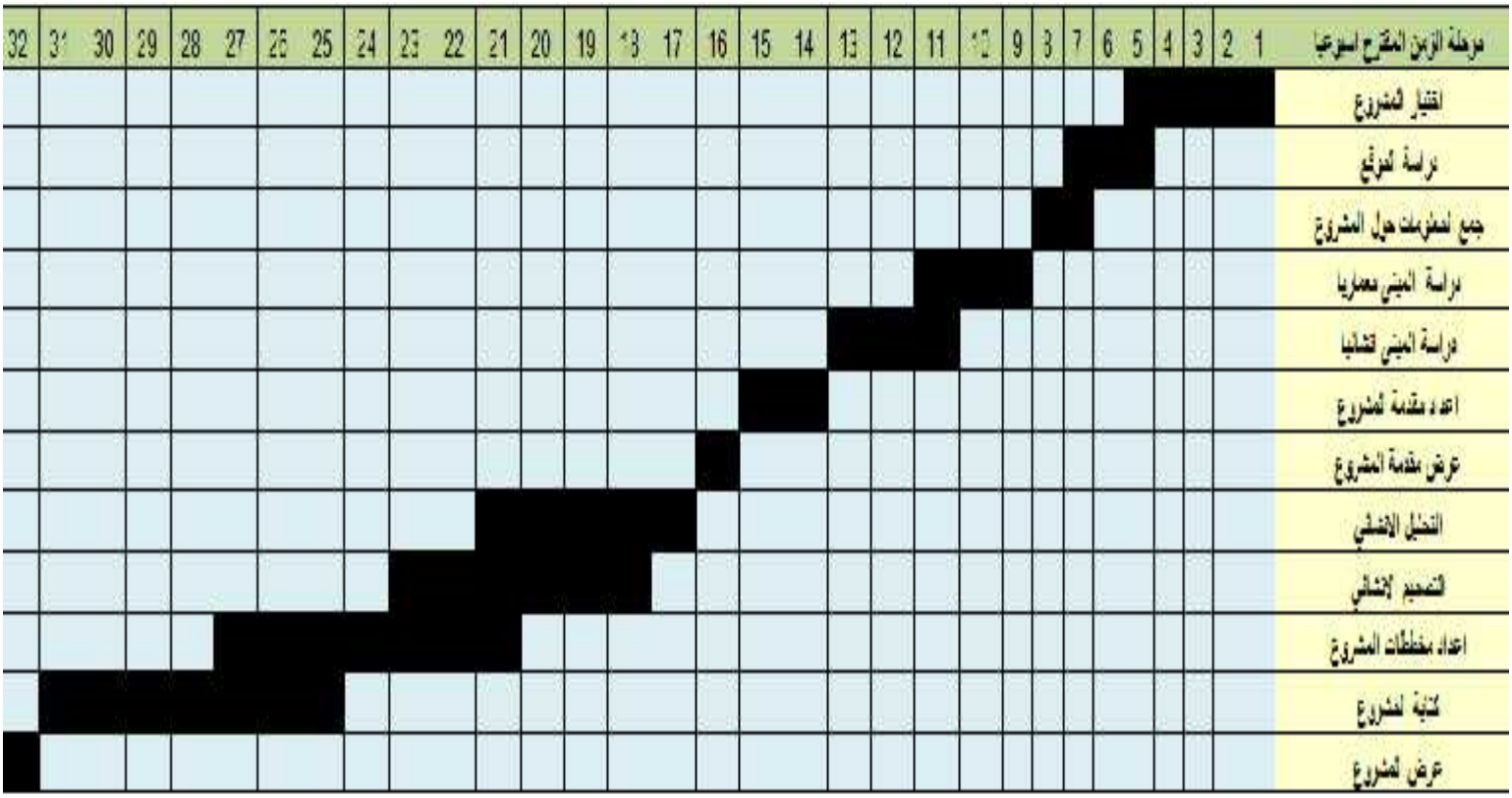
٣) تحديد الأحمال المؤثرة على المبنى وتحليل العناصر الإنشائية على هذه الأحمال .

٤) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

٥) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكاملوالقابل للتنفيذ.

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية(٢٠١٥- ٢٠١٤)



الفصـــل الثانـــــــي

الوصف المعمـــــاري

2

١.٢ مقدمة.

٢.٢ لمحة عن المشروع.

٣.٢ موقع المشروع.

٤.٢ أهمية الموقع.

٥.٢ وصف المساقط الأفقية للمبنى.

٦.٢ وصف الواجهات.

١.٢ مقدمة

تعتبر العمارة أحد أبرز العلوم الهندسية، وهي ليست وليدة هذا العصر؛ بل هي منذ أن خلق الله تعالى الإنسان الذي أطلق العنان لمواهبه و خواطره، فانتقل بهذه المواهب من حياة الكهوف إلى أفضل صورة من صور الرفاهية، مستغلاً ما وهبه الله من جمال لهذه الطبيعة الخلابة.

وبهذا أصبحت العمارة فن وموهبة وأفكار، تستمد وقودها مما وهبه الله للمعماري من مواهب الجمال. وإذا كان لكل فن أو علم ضوابط وحدود يقف عندها فإن العمارة لا تخضع لأي حد أو قيد، فهي تتأرجح مابين الخيال والواقع، والنتيجة قد تكون أبنية متناهية البساطة والصراحة تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبئ لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها ونتفاعل مع تفاصيلها.

إن عملية التصميم لأي منشأ أو مبنى تتم عبر عدة مراحل حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، تبدأ أولا بمرحلة التصميم المعماري حيث يتم في هذه المرحلة تحديد شكل المنشأ ويؤخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة التي من أجلها سيتم إنشاء هذا المبنى، حيث يجري توزيع أولي لمرافقه، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحاور، وتتم في هذه العملية أيضا دراسة الإنارة والحركة والتنقل وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

وبعد الانتهاء من مرحلة التصميم المعماري وإخراجها بصورتها النهائية تبدأ عملية التصميم الإنشائي التي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها اعتمادا على الأحمال المختلفة الواقعة عليها والتي يتم نقلها عبر هذه العناصر إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة.

٢.٢ لمحة عن المشروع

المشروع عبارة مبنى يحتوي مكاتب ادارية ومكاتب مدرسين وقاعات تدريس بالإضافة الى ومسرح وكافتيريا، ويوجد ايضا مشاغل ومرسم ومختبرات حاسوب، ويقوم المشروع على فكرة استغلال كافة الفراغات لتعمل على خدمة المستخدمين بشكل جيد.

وقد كانت هذه الأفكار ترتكز بشكل أساسي على استعمالات المبنى وعلى العوامل المحلية التي تؤثر في التصميم مثل مدخل المبنى و أشعة الشمس واتجاه الرياح والمناخ وكغيرها .

يتكون المبنى من طابق ارضي وطابق اول وطابق ثاني وطابق ثالث على جزء من قطعة أرض مساحتها ٩.٥ دونما، ومساحة الطابق الارضي ٣٠٠٠ متر مربع والطابق الاول ٢٣٠٠ متر مربع والطابق الثاني ١١٠٠ متر مربع والطابق الثالث ٦٩٢ متر مربع أي أن المساحة الكلية للبناء هي ٧٠٩٢ مترمربع .

٣.٢ موقع المشروع

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد تشييد المبنى فيه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة.

بحيث تكون العناصر القائمة وعلاقاتها بالتصميم المقترح في تناسق لتحقيق التصميم الأمثل، فلذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح للأرض المقترحة للبناء ولعلاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، و ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة ومسار **الشمس**.

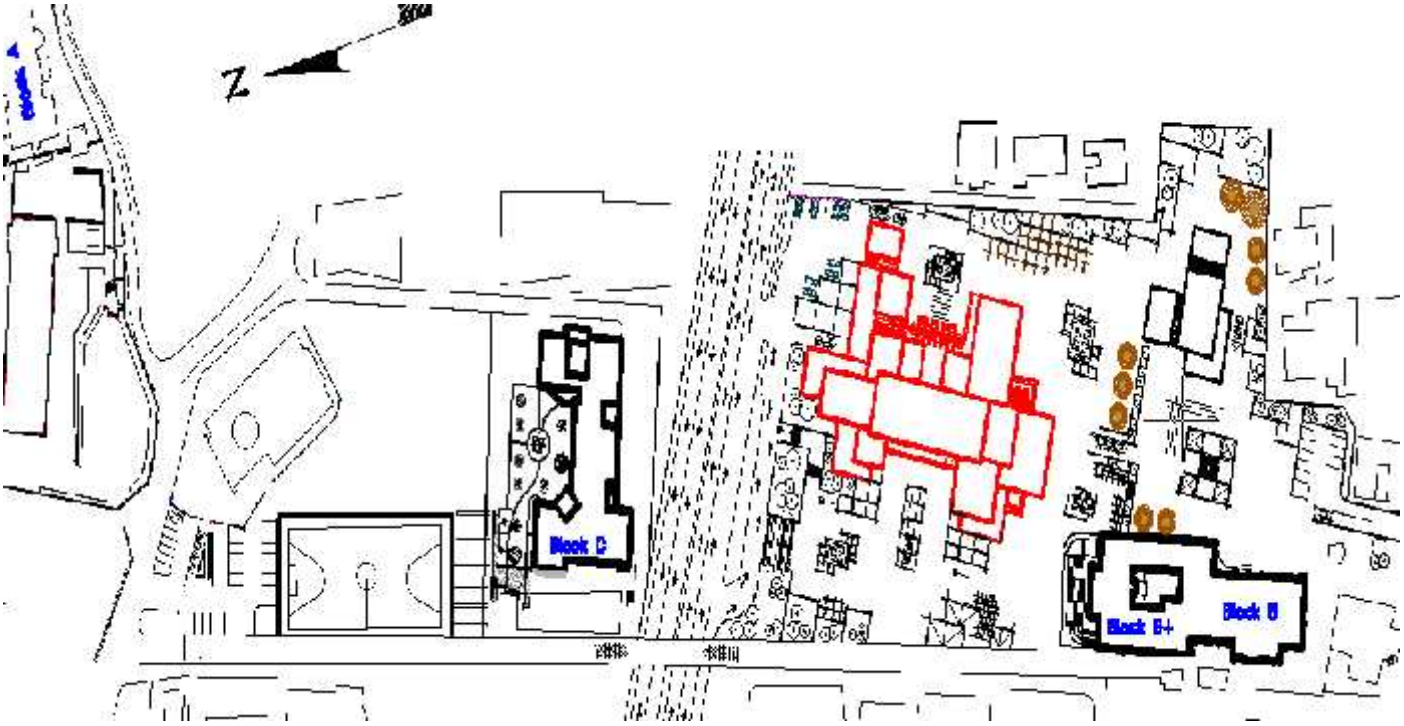
وقد تم اختيار منطقة وادي الهرية بالخليل في الارض المحاذية لمبنى كلية الهندسة والتكنولوجيا لجامعة بوليتكنك فلسطين لتنفيذ هذه الكلية حيث تمتاز هذه المنطقة بسهولة الوصول اليها وتوفر شارع رئيسي الى قطعة الأرض و وجود كافة الخدمات الرئيسية والبنى التحتية اللازمة لتنفيذ المشروع ، **وتقدر قطعة الأرض المخصصة للمشروع بحوالي ٩٥٠٠ متر مربع.**

وقد تم ملائمة المشروع مع الموقع الذي تم اختياره، الشكل (٢-١) **والشكل** (٢-٢)، وكذلك تم مراعاة تحقيق الوظيفة للمبنىوتحقيق شروط الجمال، وتم مراعاة اختيار مكان مناسب من حيث التوجيه والتهوية **وحركة الشمس** والرياح.

الشكل (٢-١): موقع قطعة الارض الخاصة بالمشروع

٤.٢ أهمية الموقع

تكمن اهمية هذا الموقع الكائن بالقرب من جامعة بوليتكنك فلسطين بوادي الهرية بالخليل في انه يشكل حلقة ربط بين كليات جامعة البوليتكنك اذ انها تقع بالمنتصف ويمكن اعتبارها تابعة للجامعة بالإضافة الى سهولة الوصول اليه فهناك اكثر من شارع رئيسي يخدم ذلك الموقع .



الشكل (٢-٢) مخطط الموقع العام للمشروع

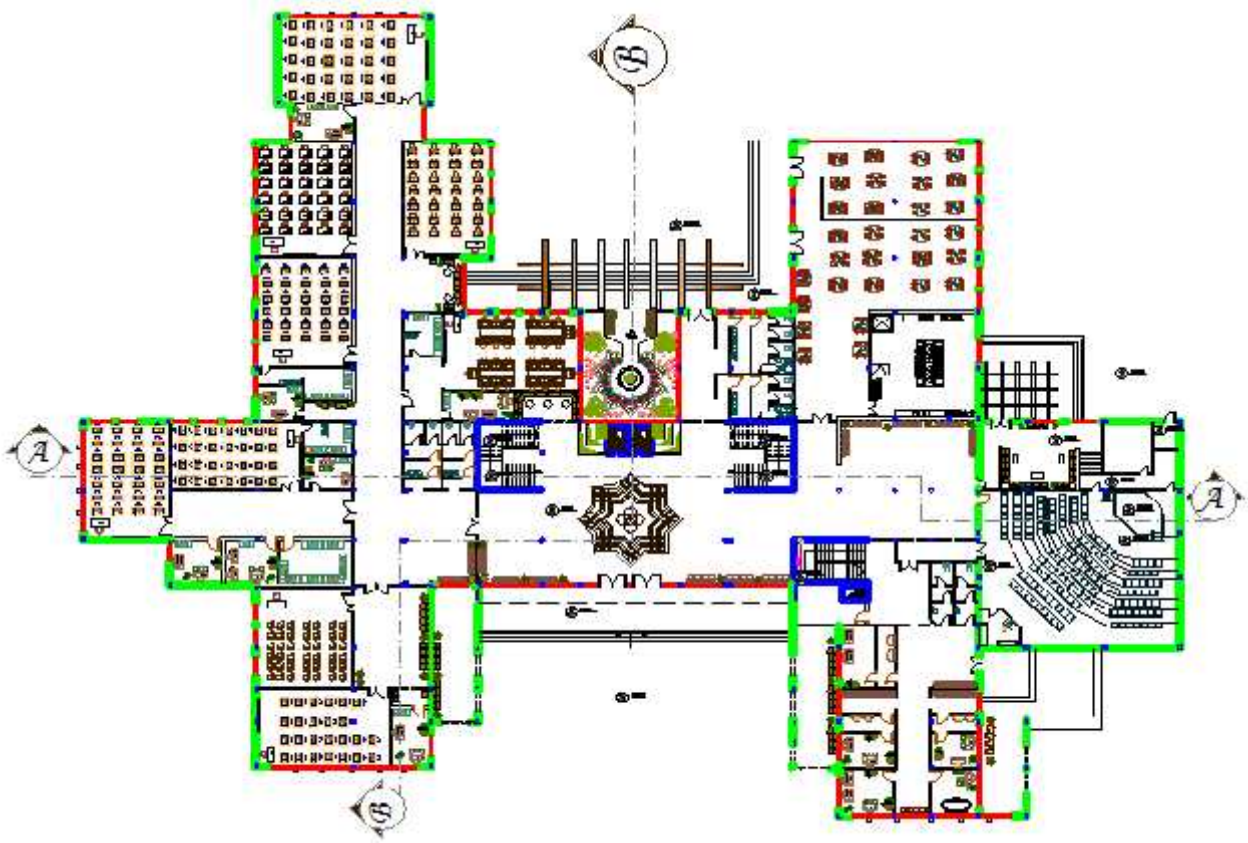
وإن من أهم الأمور التي تميز موقع هذا المشروع وتم مراعاتها في اختيار هذا الموقع هي النقاط التالية :-

١) حاجة المنطقة إلى مثل هذا المشروع ,واستكمالا لمشاريع تطوير الجامعة.
٢) توفر قطعة أرض بمساحة تستوعب حجم المشروع.
٣) حيوية المنطقة .
٤) سهولة الوصول إلى الموقع.
٥) احتفاظ الموقع بمميزات طبيعية.

٥.٢ وصف المساقط الأفقية للمبنى

١.٥.٢ الطابق الأرضي

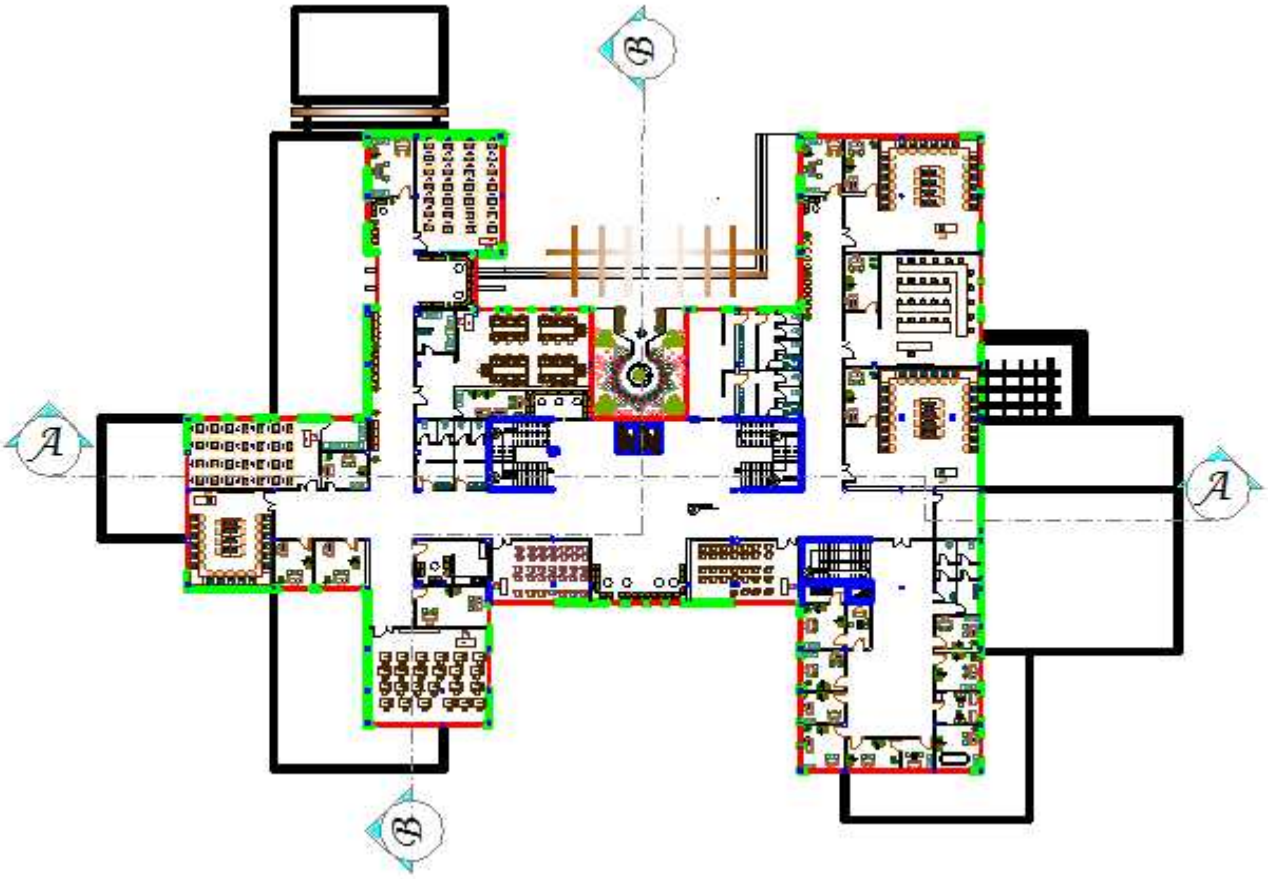
تبلغ مساحة هذا الطابق ٣٠٠٠ متر مربع للشكل(٢-٣) ، ويحتوي قاعة طعام كبيرة (كافتيريا) ويحتوي على مطبخ وحمامات ،كما يحتوي على مكاتب مدرسين ومراسم ومشاغل وأيضا بالإضافة الى ذلك فانه يحتوي علىمدرج والذي يكون منسوبه اقل من منسوب هذا الطابق ب١.٤٥ متر ومنسوب هذا الطابق ٠,٠٠ ومنسوب سقف المسرح هو ٦.٤٦ متر وله مدخل من الجهة الشرقية ومن داخل الطابق الارضي نفسه كما ان مدخلالطابق الارضي الرئيسي من الجهة الغربية للمشروع (الواجهة الرئيسية) ويتضمن الطابق عدة مداخل .



الشكل(٢-٣) المسقط الأفقيللطابق الارضي

٢.٥.٢ الطابق الاول

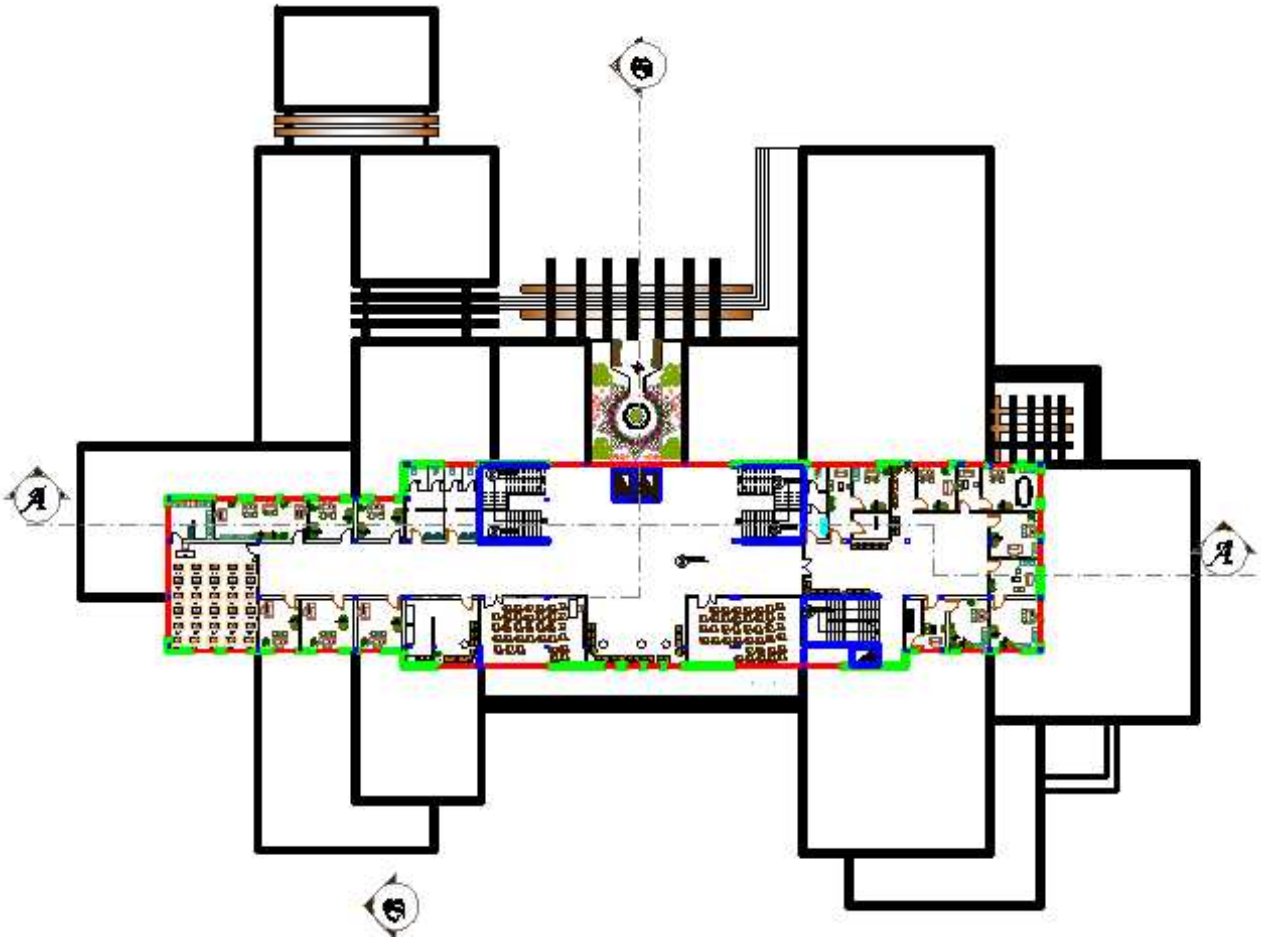
تبلغ مساحة الطابق الاول ٢٣٠٠ متر مربع ومنسوبه هو ٨.٢٠ متر عن منسوب ٠.٠٠ وهو يحتوي على العديد من الخدمات اللي تخدم الطلاب والتي تحقق الهدف من المشروع كقاعات التدريس والمختبرات والمشاغل والمراسم ومكاتب المدرسين والحمامات وتوجد الادراج والمصاعد الكهربائية للربط بين الطوابق وسهولة التنقل والحركة بين الطوابق (الشكل ٢-٤) .



الشكل (٢-٤)المسقط الافقي للطابق الاول

٣.٥.٢ الطابق الثاني

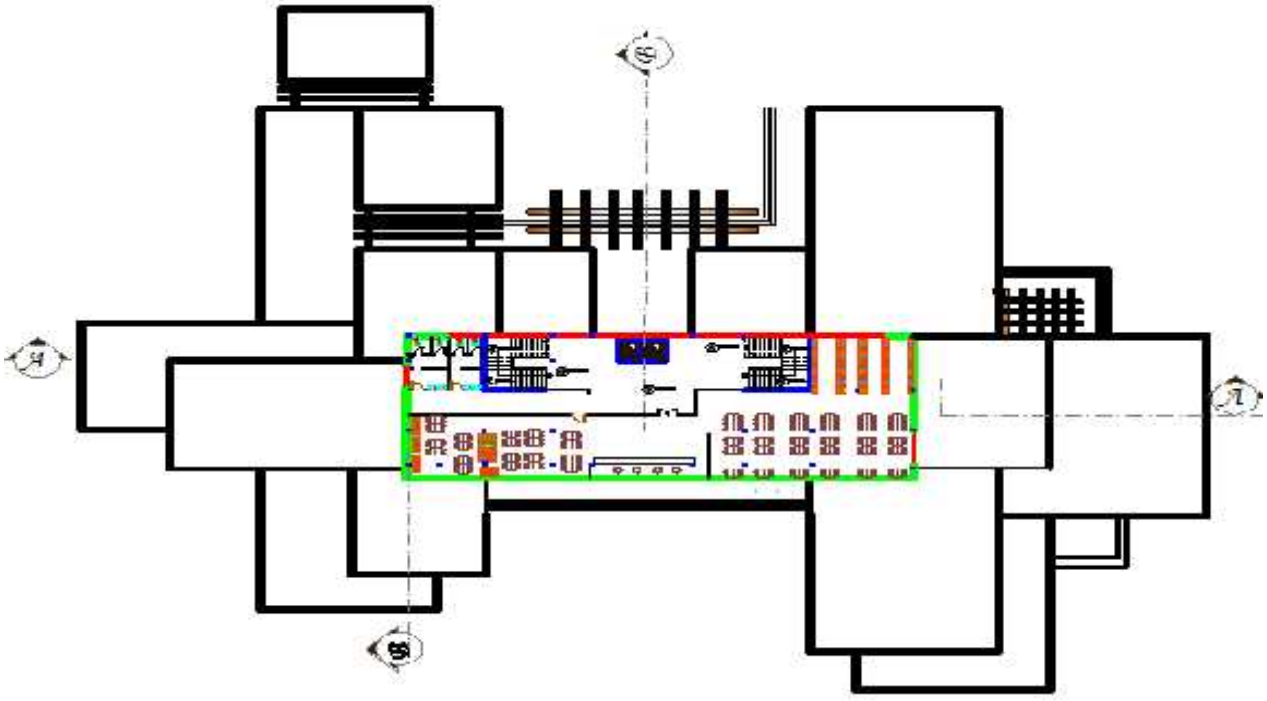
وتبلغ مساحة هذا الطابق ١١٠٠متر مربع ويحتوي هذا الطابق على مكاتب ادارية وهو قسم منفصل عن باقي الطابق الذي يحتوي على يحتوي على قاعات تدريس وحمامات ومكاتب مدرسين ومرسم ومنسوب الطابق هو ١٢.٢٠ متر وهناك ثلاثة مصاعد اثنين للطلاب ومصعد واحد خصوصا للموظفين لتسهيل الحركة والتنقل بين الطوابق الشكل(٢-٥) .



الشكل(٢-٥) المسقط الافقي للطابق الثاني

٤.٥.٢الطابق الثالث :

هناك تراجعات في المبنى من حيث المساحةكما لاحظنا بالطوابق السابقة وتبلغ مساحة هذا الطابق ٩٦١ متر مربع، وهذا الطابق خصص لأغراض القراءة والمطالعة فهو يحتوي على مكتبة كبيرة وخدماتها ومنسوب سقفه ١٦.٦٠ متر عن منسوب ٠.٠٠ .

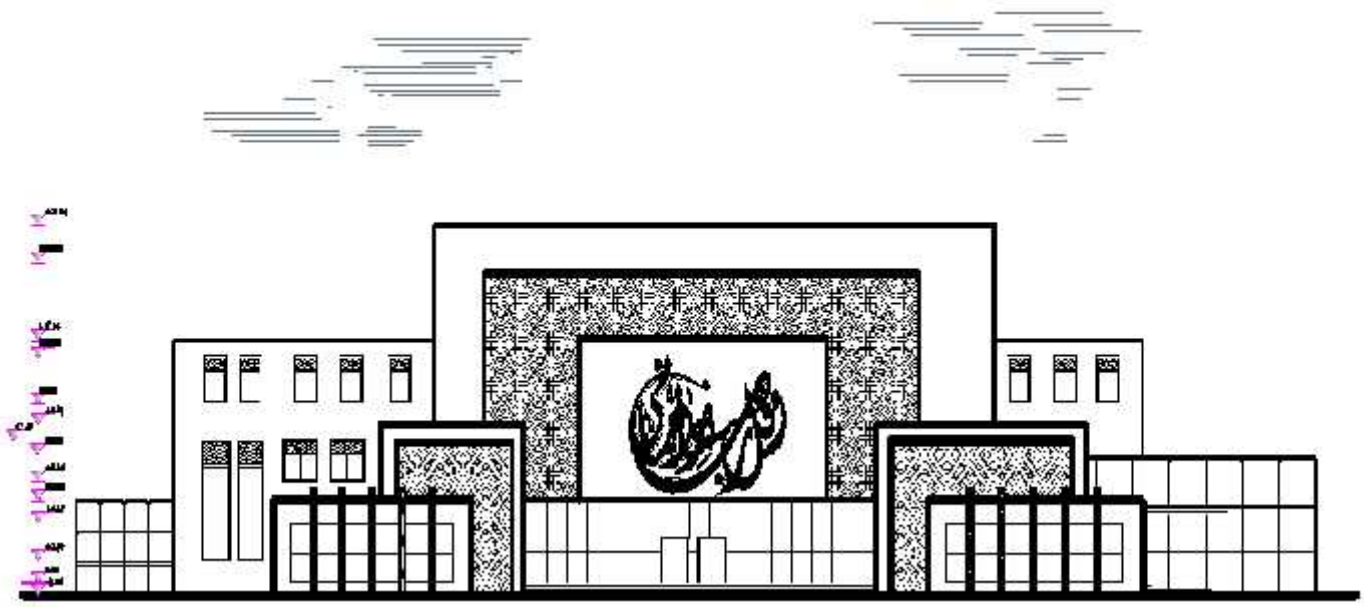


الشكل(٢-٦) المسقط الافقي للطابق الثالث

٦.٢ وصف الواجهات

لا شك في أن الواجهات المنبثقة من أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى ومدى علاقته مع البيئة المحيطة بل إنها تظهر اختلاف الوظيفة التي تؤديها الفراغات والتي تعكسها الواجهة؛ وهذا يتأتى من خلال نظام الفتحات التي تظهرها الواجهة والتي لا بد وأن تتناسب مع وظيفة هذا الفراغ، أو من خلال المناسيب وتفاوتها .

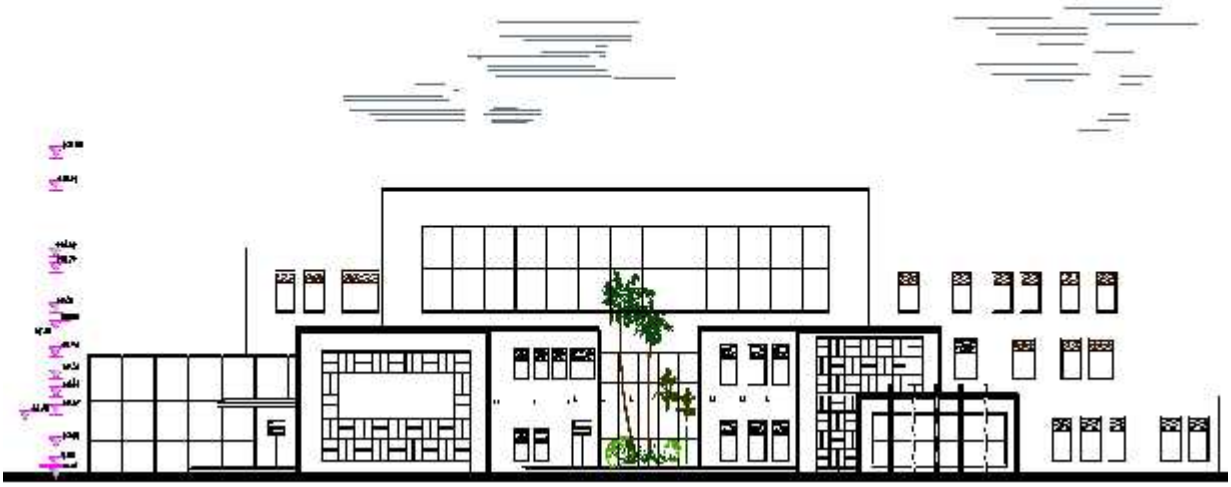
١,٦,٢: الواجهة الغربية :



الشكل (٢-٧) :الواجهة الغربية

تعد هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية وفيها يظهر المدخل الرئيسي للمبنى الشكل (٢-٧) . والناظر لهذه الواجهة يرى التصميم المعماري للواجهات من حيث وجود التداخل في الكتل الأفقية والرأسية، كما يلاحظ تعدد انواع القطع الحجرية ووجود الديكور الخشبية في المدخل مما يميز الواجهة الرئيسية من جهة وقطع الملل من جهة أخرى ، ومما يزيد في حداثة المبنى استخدمت الكتل الزجاجية المكونة من الزجاج والألمنيوم حيث أضفى على هذه الواجهة جمالاً من جهة ومن جهة أخرى فإن مثل هذه الفتحات تسهم في توفير إضاءة طبيعية لهذا الجانب من المبنى كونه يتعرض لأشعة الشمس فترة قصيرة.

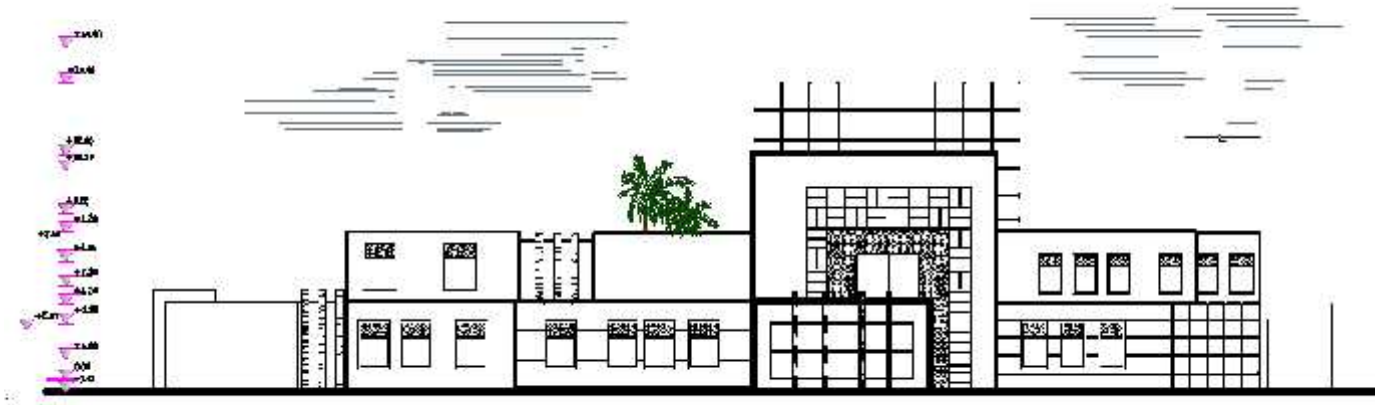
٢,٦,٢ : الواجهة الشرقية :



الشكل رقم (٢- ٨) الواجهة الشرقية

يظهر بهذه الواجهة مداخل ثانوية للمبنى و يلاحظ الناظر لهذه الواجهة اختلاف المناسيب تبعاً للوظيفة التي تؤديها . كما يظهر تداخل الكتل الأفقية والرأسية، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام عدة انواع من الحجر. واستخدام الزجاج بشكل كبير وبأنواع مختلفة كما يظهر بالواجهة وجود النباتات واللي تعطي ارتياح نفسي لمستخدمين المبنى (الشكل ٢-٨)، خصوصا ان اغلبية مستخدمي المبنى طلاب يمكن ان اعتبار ما بين القسمين المبين بالواجهة مكان استراحة حيث ان باب الكافتيريا يطل على هذا المكان.

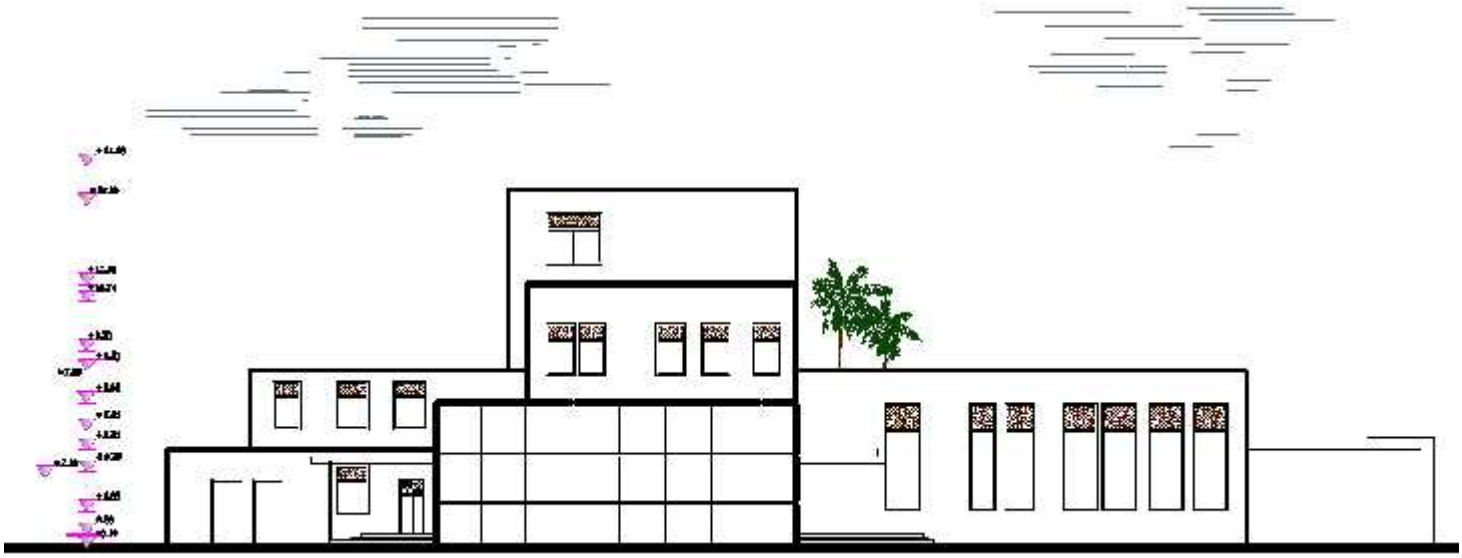
٣,٦,٢ : الواجهة الشمالية :



الشكل رقم (٢-٩)

ان الناظر لهذه الواجهة يلاحظ اختلاف مناسيب الطوابق وكذلك التراجع الحاصل كلما ارتفعنا للأعلى وهو ما اضفى عليها جمالا .ان الاختلاف في الكتل في هذه الواجهة يدل على اختلاف وظيفة كل كتلة عن الاخرى كما يلاحظ اختلاف اشكال الفتحات الذي بدوره يقضي على الملل .

٤,٦,٢ : الواجهة الجنوبية :



الشكل (٢-١٠)

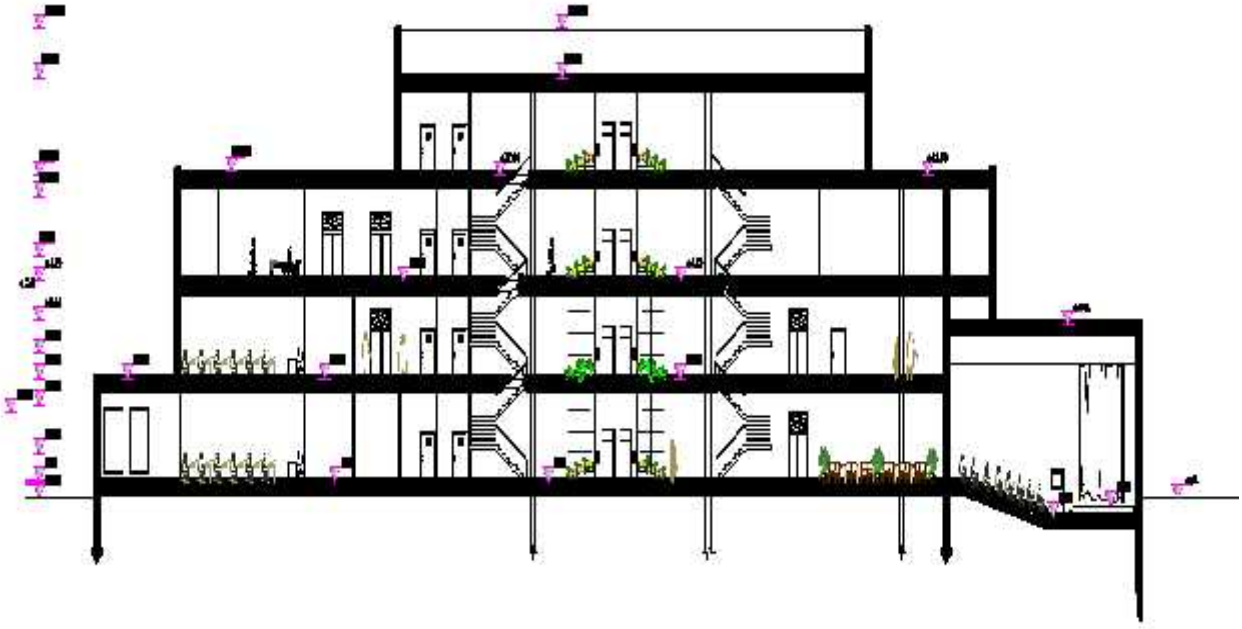
الناظر الى هذه الواجهة الذي يثير اختلاف مناسيب الطوابق ووجود التراجعات التي تضيف منظر جمالي رائع وكما يلاحظ ايضا منسوب عقدة المسرح وارتفاعها عن منسوب سطح البلاط ووجود عقدة المسرح بنصف الطابق الاول ، كما يظهر الفتحات و مداخل للمبنى .

٥,٦,٢ وصف الحركة:

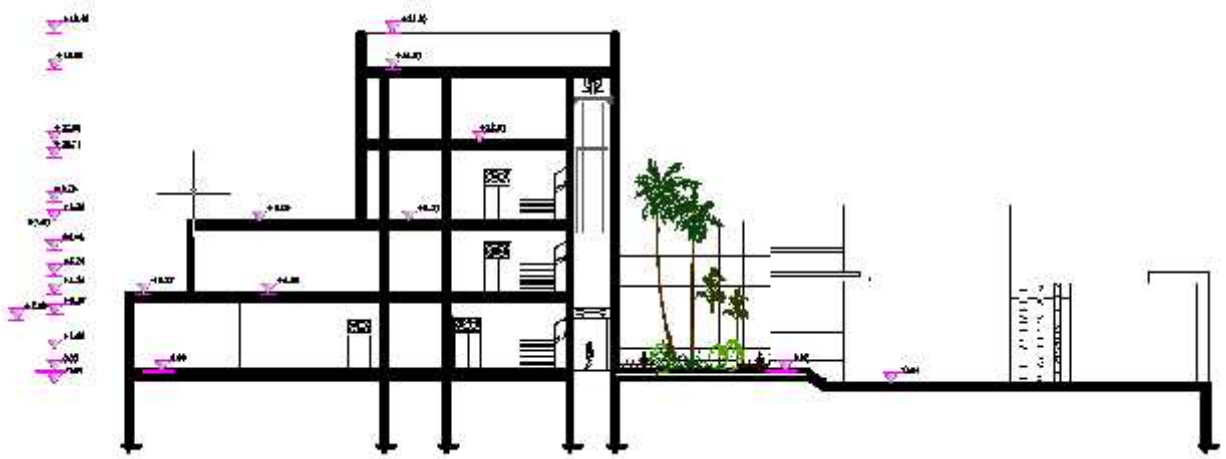
تأخذ الحركة أشكالاً عدة سواءً من خارج المبنى باتجاه الداخل، أو الحركة داخل المبنى نفسها؛ فالحركة من خارج المبنى إلى داخلها تتم بشكل سلس نظرا لعدم وجود فرق كبير في المنسوب الخارجي للمبنى ومنسوبه الداخلي .. أما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم إلى حركة أفقية داخل الطابق الواحد وحركة راسية ما بين الطوابق المختلفة.

فالحركة في الطوابق تأخذ شكلين : حركة خطية وحركة رأسية فالحركة الخطية تكون في الممرات في الطوابق على عكس الحركة الرأسية بين الطوابق فتتم من خلال الادراج والمصاعد الكهربائية حيث أنها تأخذ أماكن متعددة في المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الافقية داخل الطوابق والحركة الرأسية بينها .

وهذا ما يوضحه الشكل (٢-١١ ، ٢-١٢) .



الشكل (٢-١١) مقطع A-A



الشكل (٢-١٢) مقطع B-B

الفصـــــل الثالث

الوصف الإنشائي

3

١.٣ المقدمة.

٢.٣ هدف التصميم الإنشائي.

٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى.

٤.٣ العناصر الإنشائية.

١.٣ مقدمة

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

٢.٣ هدف التصميم الإنشائي

يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي إلى إنتاج منشأ متين ومتزن من جميع النواحي الهندسية الإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال ميتة وحية وأيضا أحمال بيئية من تأثير الزلازل والرياح والثلوج. وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

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

٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائيةفي المبنى

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

١.٣.٣الأحمل

إنالأحمال هي المؤثر الذي يتلقاه أي منشأ من داخله او من الوسط المحيط به ؛ وكل منشأ حسب طبيعته يخضع لأنواع وإشكالمختلفة من الحمولات التي تكونمختلفة تبعا لمصدرها .

يتعرض المنشأ خلال حياته إلى أحمال مختلفة، وتكون وظيفة الجملة الإنشائية للمنشأ هي نقل جميع الأحمال التي يمكن أن يتعرض لها المنشأ إلى الأرض بأمان.

إن أهم الأحمال التي يجب أخذها بالحسبان أثناء التصميم هي الأوزان الميتة والحية بالدرجة الأولى ويليها الأحمال غير الوزنية مثل الرياح والزلازل.

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

٢.٣.٣الأحمال الميتة

هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية و التجهيزات الثابتة فهي أحمال تلازم المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والاتجاه.

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	البلاط	٢٣
2	المونة	٢٢
3	الخرسانة المسلحة	٢٥
4	الطوب	١٠
5	القصارة	٢٢
٦	الرمل	١٦

الجدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

٣.٣.٣ الأحمال الحية

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

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

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	الكافتيريا	٢.٠
2	المخازن	5.0
3	الممرات والادراج	3.0
٤	المطاعم وصالات	5.0
٥	منصات المسرح	7.5
٦	قاعات المعدات	٢.٠
٧	مكاتب الإستعلام	2.5
٨	القاعات التدريسية	3.0

الجدول (٣-٢) الأحمال الحية

٤.٣.٣ الأحمال البيئية

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

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 أجزاءها وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن لكل متر مربع(KN/m^2). وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة.

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.

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

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

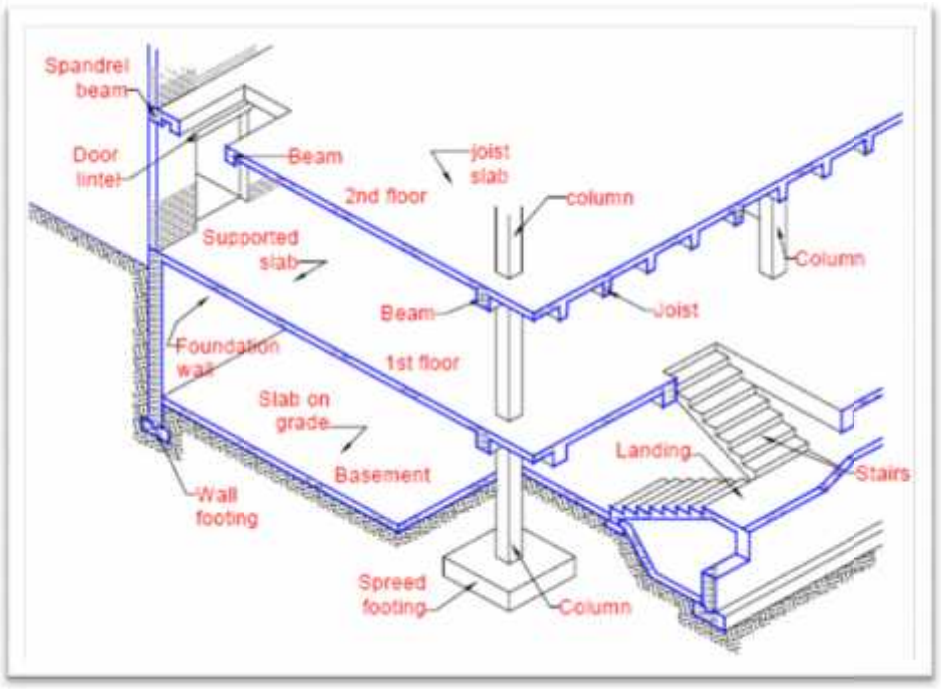
الجدول (٣-٣) : أحمال الثلوج

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(UBC97).

٣.٤ العناصر الإنشائية

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



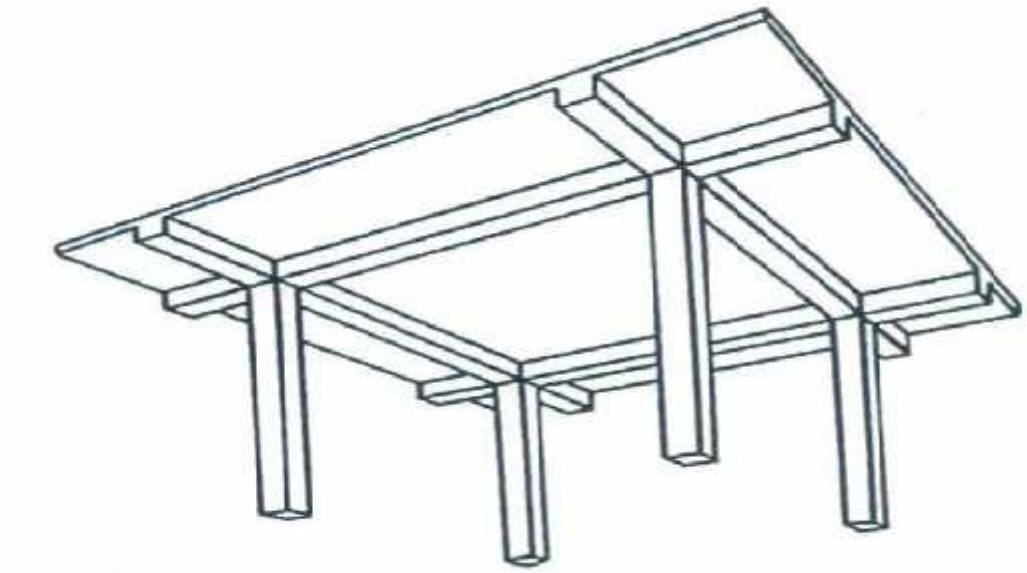
الشكل (٣-١) : يوضح بعض العناصر الانشائية في المبنى .

٣.٤.١العقدات

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

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

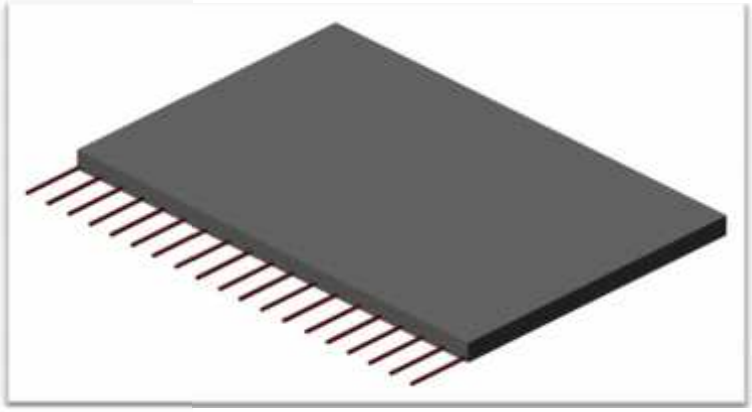
١- العقدات المصمتة (Solid Slabs)



الشكل(٣-٢): البلاطات المصمته .

العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab):

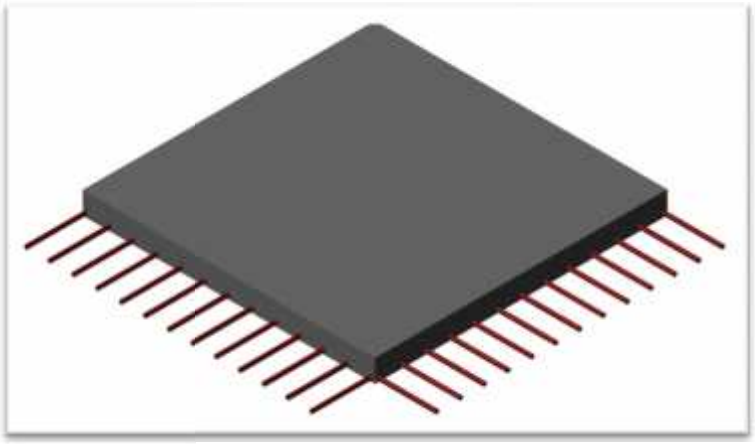
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنبا لحدوث اهتزاز نظرا للسماكة المنخفضة . كما فيالشكل (٣-٣)



الشكل(٣-٣): لعقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab):

تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات و ذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحه في الشكل (٣-٤).



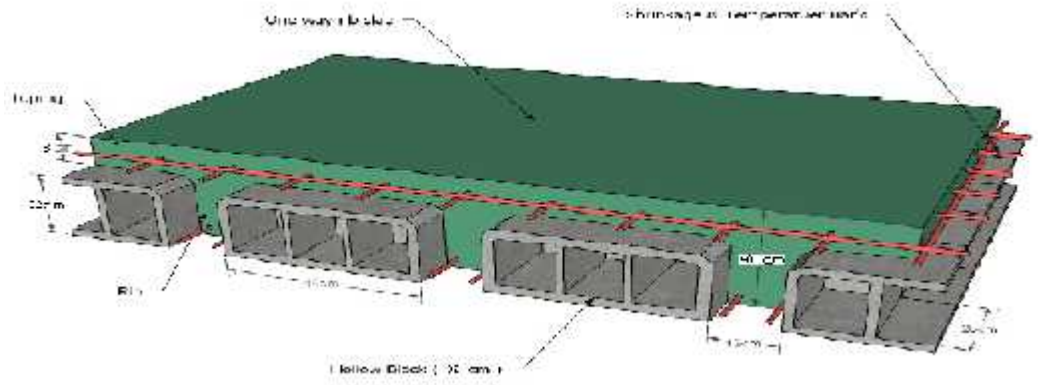
الشكل(٣-٤): لعقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

٢- العقدات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

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

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

إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوبيليهالعصب، ويكون التسليح باتجاه واحد وتتميز بخفة وزنها وفعاليتها كما هو مبين في الشكل (٥-٣).

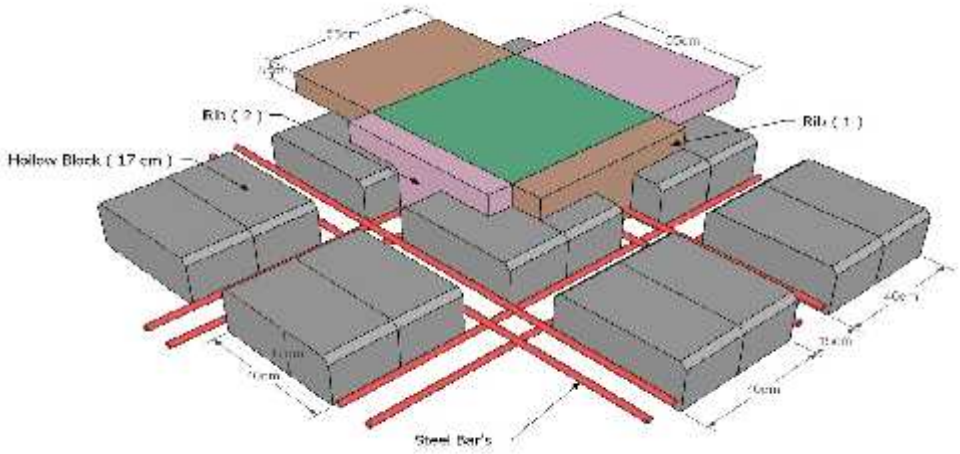


ال

الشكل (٣-٥): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

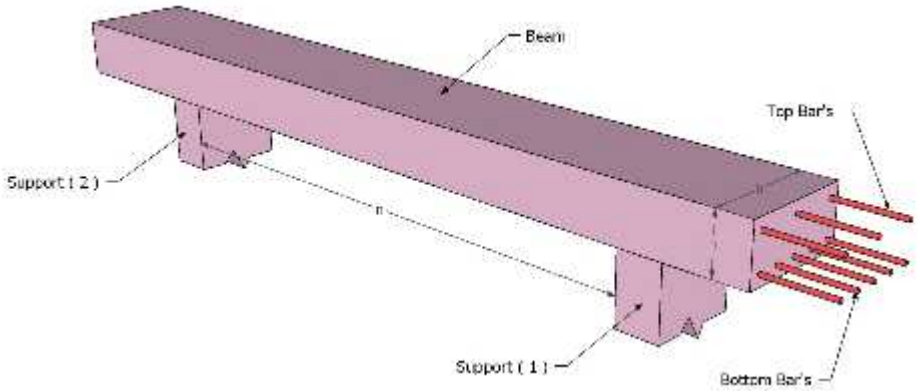
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (٦-٣).



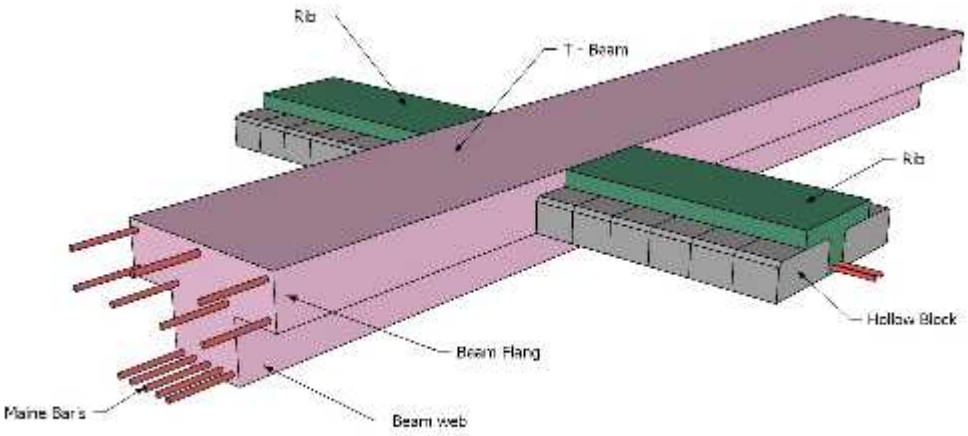
الشكل (٣-٦): عقدات العصب ذات الاتجاهين

٣.٤.٢الجسور :

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



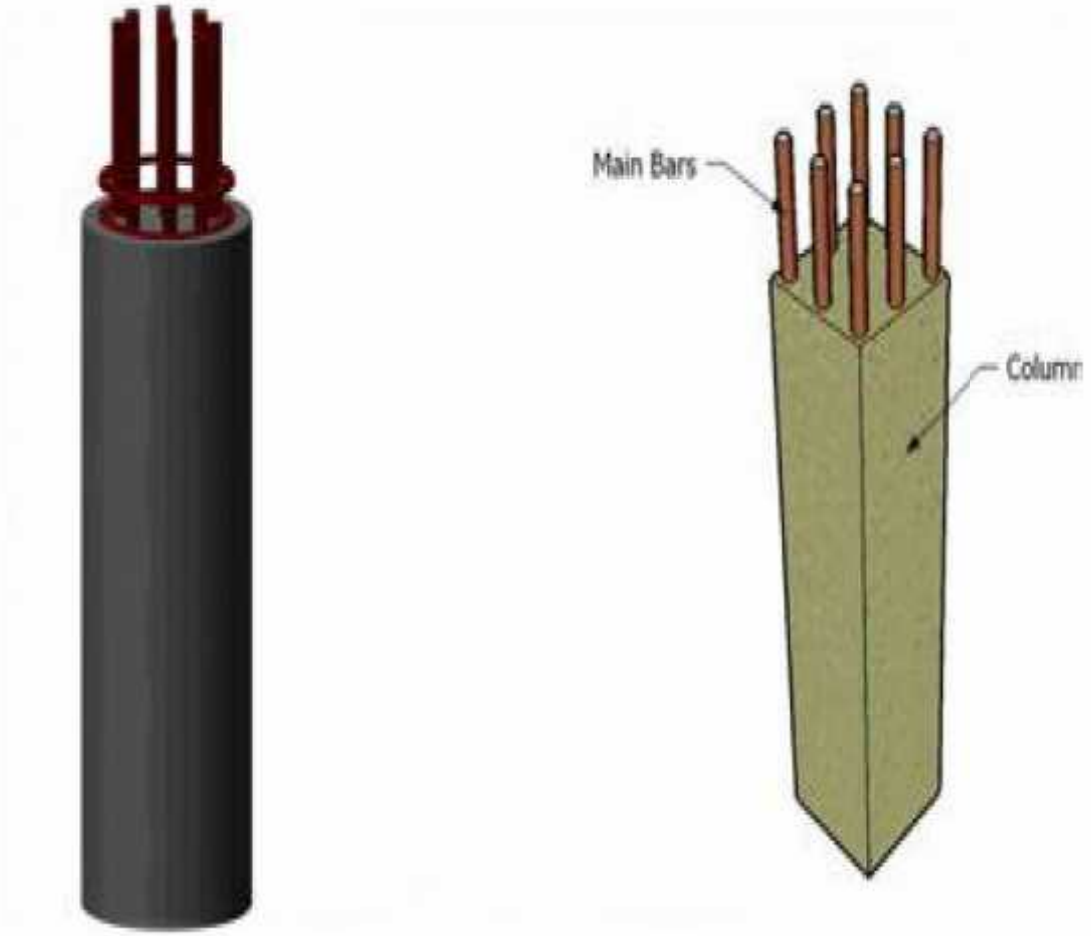
الشكل (٣-٧) الجسور المسحورة



الشكل (٣-٨) أشكال الجسور المدلاة.

٣.٤.٣الأعمدة:

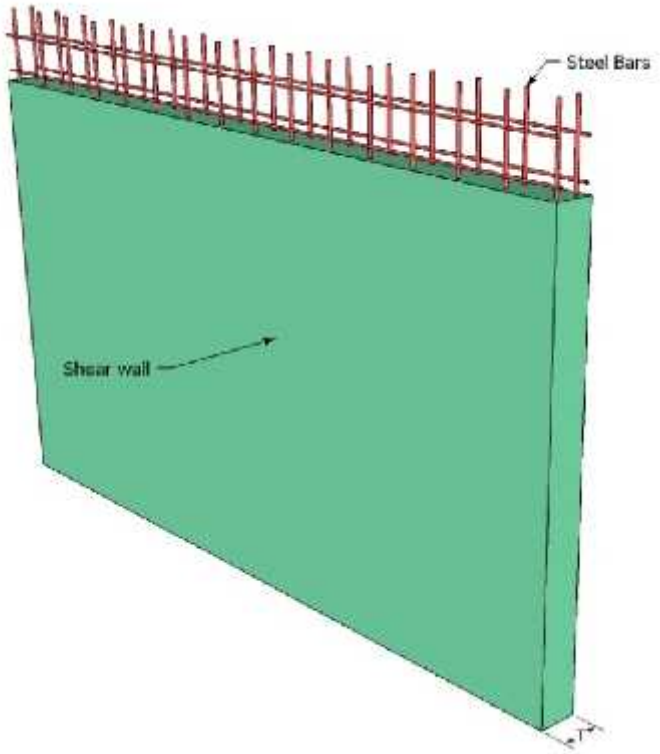
تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ،و هي متنوعة من حيث المقطع وطريقة العمل.



الشكل (٣-٩): احدى لشكل الأعمدة.

٣.٤.٤الجدران الحاملة (جدران القص):

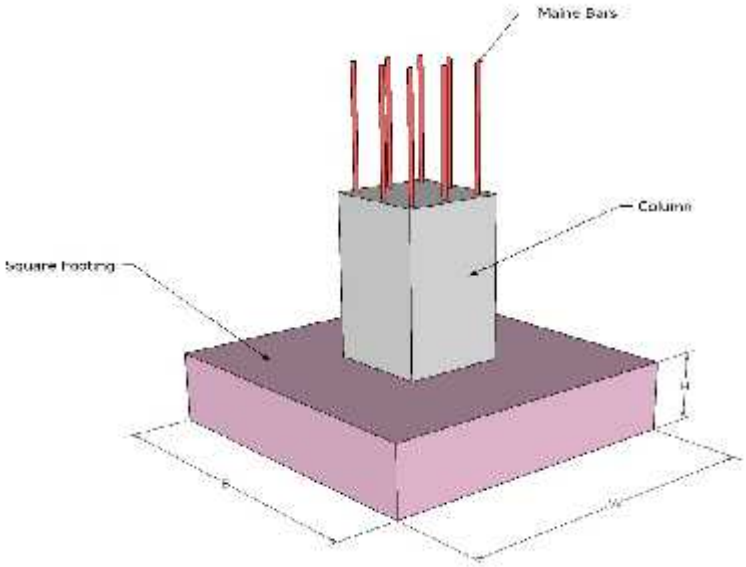
وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها المبنى ، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن .وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وآثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .



الشكل (٣-١٠): جدار القص.

٣.٤.٥الأساسات:

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

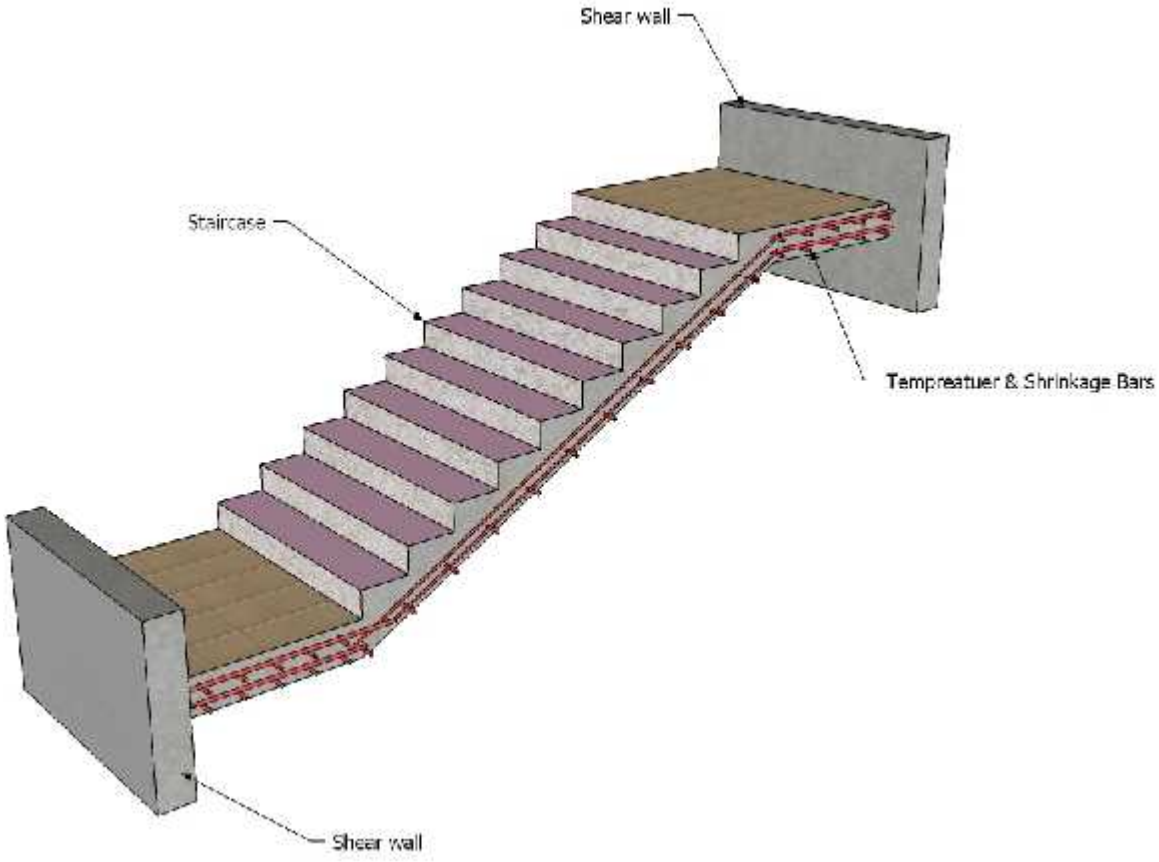


الشكل (٣-١١) : الأساس المفرد

ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات ،وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناء على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ،ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس و نظرا لما يتخذه هيكل المنشأ من شكل متدرج ليتلاءم وطبوغرافية الأرض.

٣.٤.٦الأدراج:

عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسيب، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح والشكل (٣-١٢) يبين مقطع عام للدرج.



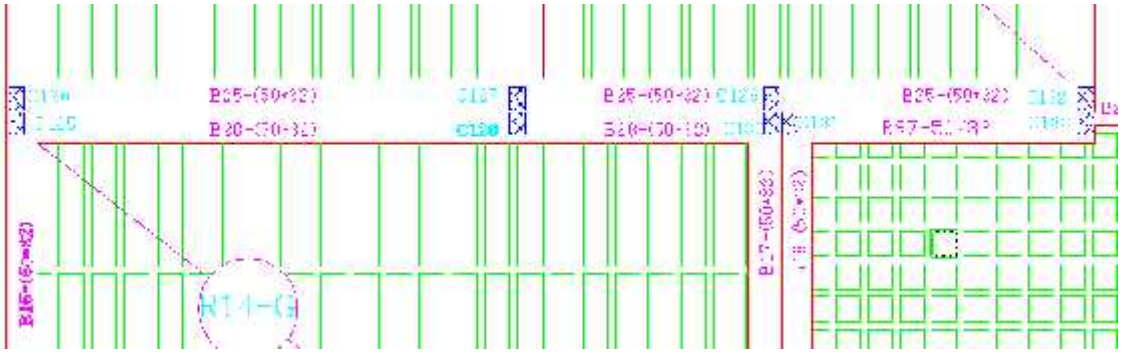
الشكل (٣-١٢): الدرج .

٣.٤.٧ فواصل التمدد (Expansions Joints):

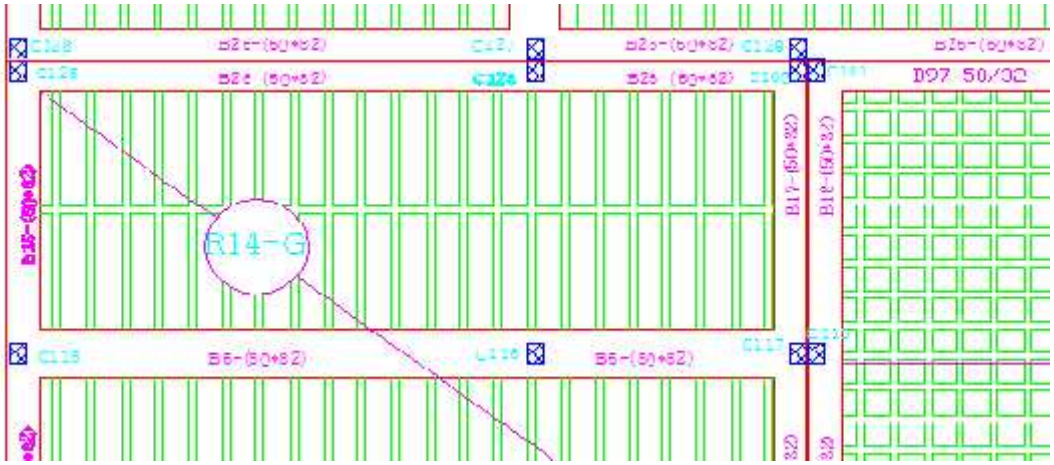
يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشآت العادية كما يلي :

- من ٤٠ إل ٤٥ م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
- من ٣٠ إل ٣٥ م في المناطق الحارة .
- و يمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف .
- و في حالة أعمال الخرسانةالكتليةكالحوائطالإسنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد .

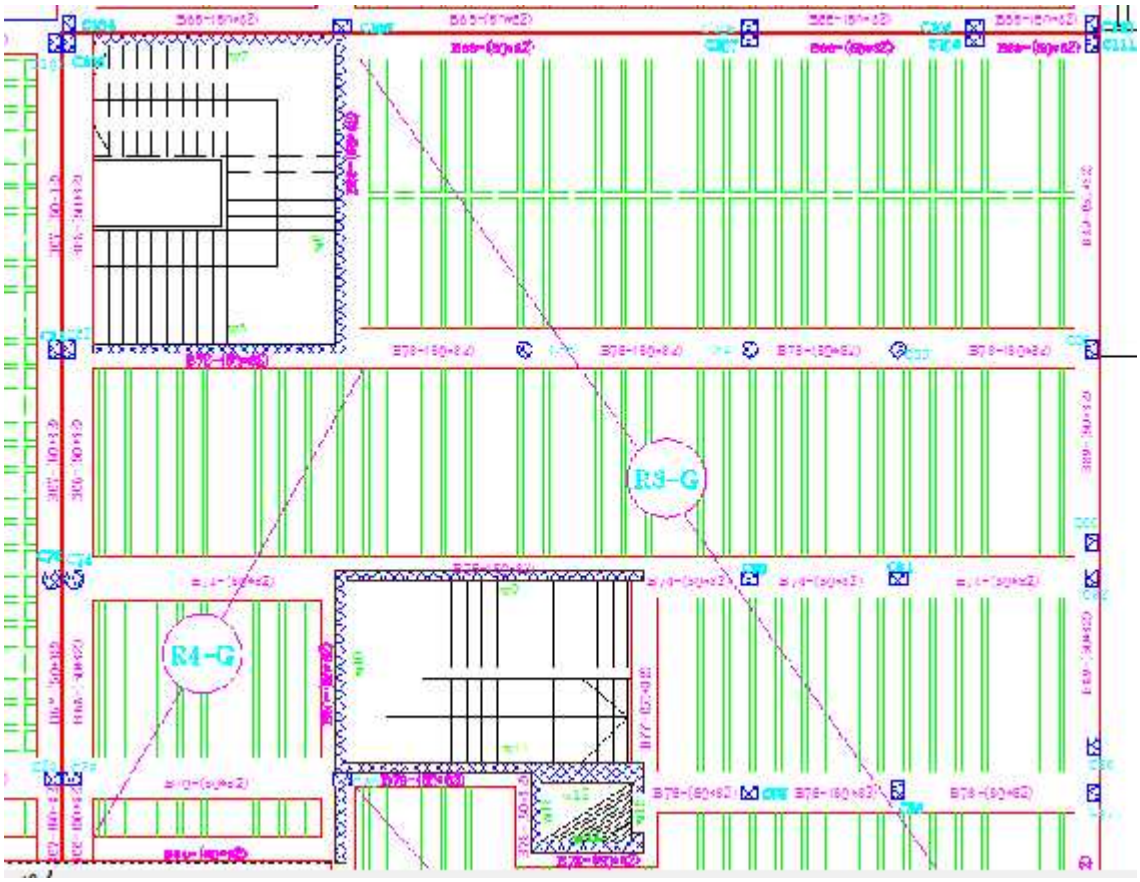
وتم استخدام٤ فواصل تمدد في المشروع كل اثنين متعامدين على بعضهما البعض كما توضح الاشكال التالية :



الشكل (٣-١٣): فاصل التمدد رقم ١ بالمبنى



الشكل (٣-١٤): فاصل التمددرقم ٢ بالمبنى



الشكل (٣-١٥): فاصلي التمدد رقم ٣ و٤ بالمبنى

Chapter Four

Structural Analysis & Design

4

4.1 Introduction.

4.2 Determination of Factored Load.

4.3 Determination of Thickness for One Way Ribbed Slab

4.4 Load Calculation for One Way Ribbed Slab:

4.5 Design of Topping:

4-6 Design of Tow way ribbed slab:

4.7 Design of Beam (B33-G).

4.8 Design of Column.

4.9 Design of Frame .

4.10 Design of Isolated Footing.

4.11 Design of Mat Foundation

4.12 Design of Stairs.

4.13 Design of Shear wall (W1).

Structural Analysis And Design

4.1 Introduction :

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

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

In This Project, there are two types of slabs: one-way ribbed and two-way ribbed slabs. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer Program called " ATIR- Software" to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs, and then hand calculation would be made to find the required Reinforcement for some members.

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

4.2 Factored Loads:

The factored loads on which the structural analysis and design is based for our project members, is determined as follows:

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

4.3 Determination of Thicknessfor One Way Ribbed Slab:-

The structure may be exposed to different loads such as dead and live loads. The value of the load depends on the structure type and the intended use.

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

For Rib (R1-G) in ground floor, as shown in fig (4.1).

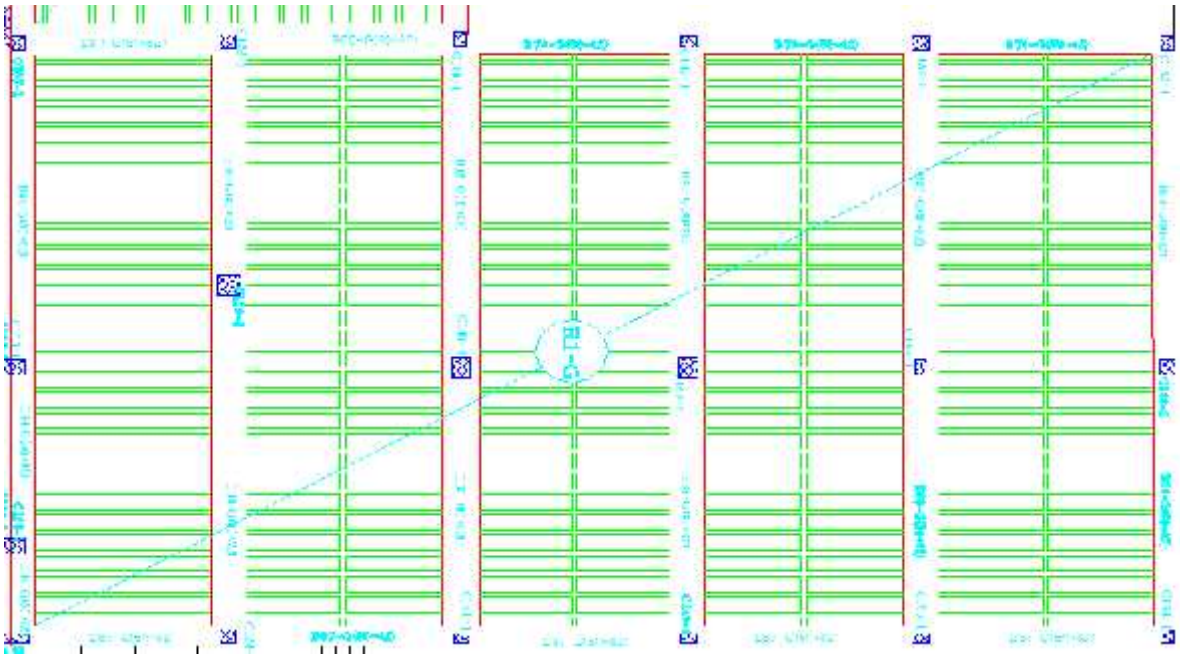


Fig. (4-1) Rib (1-G) in the Ground floor

Minimum thickness for one way ribbed slab:

$\frac{L}{18.5} = \frac{5.35}{18.5} = 0.29\ m$ (**one end continuous**)

$\frac{L}{21} = \frac{5.12}{21} = 0.24\,m$ (**both end continuous**)

For Rib(1-G) in the Ground floor 32 cm control (24cm block +8cm Topping).

4.4 Load Calculationfor One Way Ribbed Slab:

1- One - way ribbed slab.

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

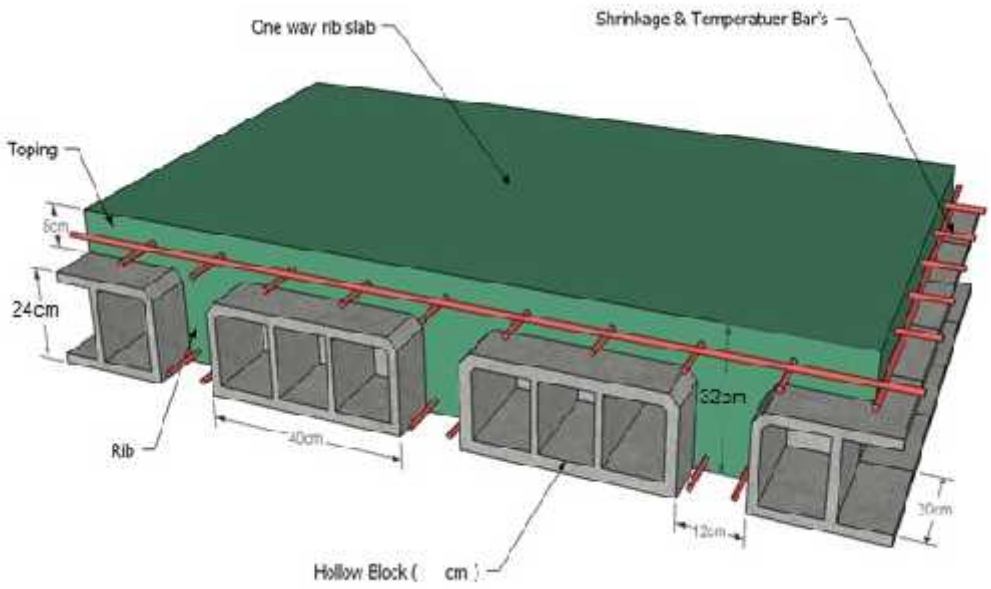


Fig. (4-2) One way ribbed slab

Effective Flange width (b_E) *ACI-318-11 (8.10.2)*

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

b_E = L / 4 = 535/ 4 =133.75cm

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

b_E **=52 cm Control**

b_E **For T-section = 52 cm .**

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

Table (4 – 1) Calculation of the total dead load for one way rib slab.

No.	Parts of Rib	Calculation
1	**Tiles**	0.03*23*0.52 = 0.359 KN/m/rib
2	**Mortar**	0.03*22*0.52 = 0.343 KN/m/rib
3	**Coarse Sand**	0.07*17**0.52 = 0.619 KN/m/rib
4	**Topping**	0.08*25*0.52 = 1.04 KN/m/rib
5	**RC. Rib**	0.24*25*0.12 = 0.72 KN/m/rib
6	**Hollow Block**	0.24*10*0.4 = 0.96 KN/m/rib
7	**plaster**	0.02*22*.52= 0.23/rib
8	**Partitions**	2.3*0.52 = 1.196 KN/m/rib
		5.47KN/m/rib

D.L. $_{total}$ = 0.3588 + 0.343 + 0.619 + 1.04 + 0.72 + 0.96 +.23+ 1.196=5.47KN/m of rib = 5.47/0.52= 10.52 KN/m^2

Live load = 5 * 0.52 = 2.6 KN/m of rib = 5 KN/m^2

Factored load

DL=1.2*5.47= 6.564 KN/m/rib

LL=1.6*2.6=4.16KN/m/rib

4.5 Design of Topping:

Calculation of the total dead load for topping is shown in the following table:

Table (4 – 2) Calculation of the total dead load for topping.

No.	Parts of Rib	Calculation		
1	Tiles	0.03*23*1 = 0.69 KN/m		
2	Mortar	0.03*22*1 = 0.66 KN/m		
3	Coarse Sand	0.07*17*1 = 1.19 KN/m		
4	Topping	0.08*25*1 = 2.0 KN/m		
5	Partitions	2.5*1 = 2.5 KN/m		
			6.84	KN/ m

Live Load Calculation 5*1 = 5 KN/m

Total Factored Loads:
$W_u = (1.2 * 6.84) + (1.6 * 5) = 16.21$ KN/m^2

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12}$$

$$M_u = \frac{16.21 * 0.4^2}{12} = 0.216 \text{ KN.m/m of strip width}$$

$$f_c' = 30\,(\text{Mpa})$$

$$fr = 0.42 \times \sqrt{fc'}\,(MPa) \quad \text{ACI-318-02} \quad (22\text{-}5.1)$$

$$fr = 0.42 \times \sqrt{30}\,(MPa) = 2.3\,MPa$$

$$= 2.06 \times 10^{-3} \times 10^{6} = 2057.57\,KN/m^2$$

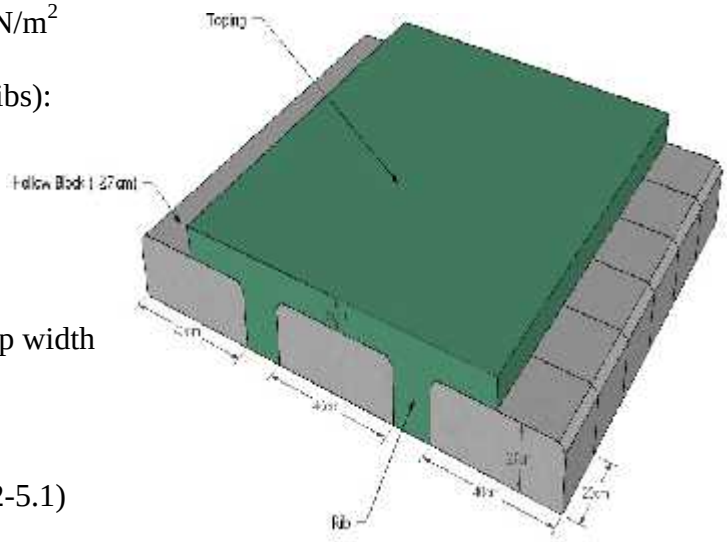


Fig. (4-3) Toping of slab

$M_n = f_r * S_m$

$S_m = \frac{bh^2}{6} = \frac{1.00 \times (0.08^2)}{6} = 1.06 \times 10^{-3}\, m^3$

M_n = 2057.57* 1.06×10^{-3} = 2.18KN.m

ΦM_n = 0.55 * 2.18= 1.19KN.m

Where Φ = 0.55 …… for plain concrete.

Φ Mn = 1.19 KN.m >> Mu = 0.216 KN.m

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:

ρ =0.0018 *ACI-318-02 (7.12.2)*

As = ρ * b * h = 0.0018 * 1000* 80 = 144 mm^2 /1m

Try bars Φ 8 with As = 50.27

Bar numbers $n = \frac{As}{As¤8} = \frac{144}{50.27} = 2.87$

Take 3 Φ 8 with As = 150.8 mm²/m strip or Φ 8 @ 300mm

In both direction step (S) is the smallest of :-

1) 3h = 3*80=240mm……controls

2) 450mm

3) $s = 380\left(\frac{280}{fs}\right) - 2.5Cc = 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420}\right) - 2.5 \times 20 = 330\, mm$ but

$$s \le 300\left(\frac{280}{fs}\right) = 300\left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420}\right) = 300mm$$

4) **Take c 8 @200mm in both direction S= 200mm<Smax =240mm**

4.6 Design of Rib (1-G):

By using **ATIR** program we get the envelope moment and shear diagram as the follows:-

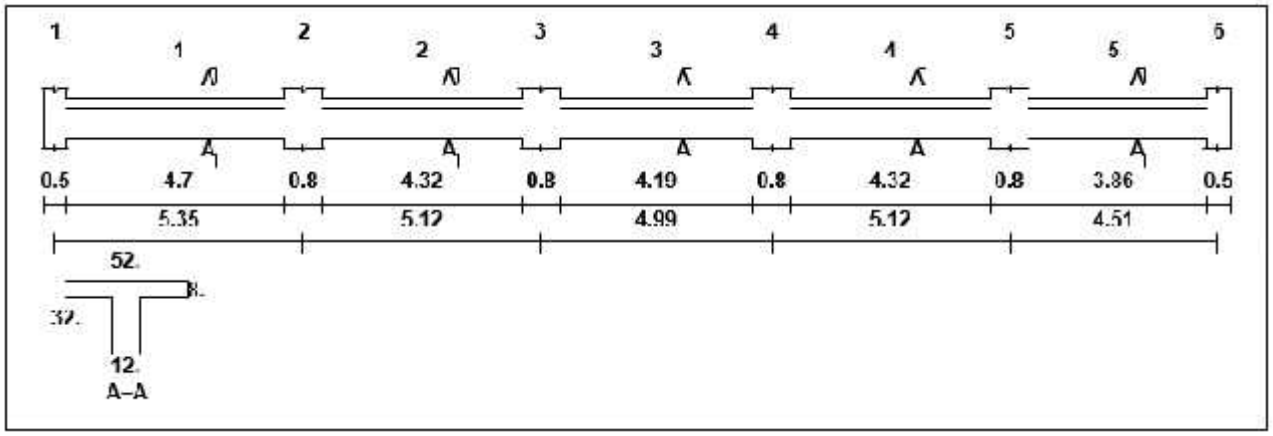


Fig. (4 - 4) spans diagram for rib (1-G)-(KN.m).

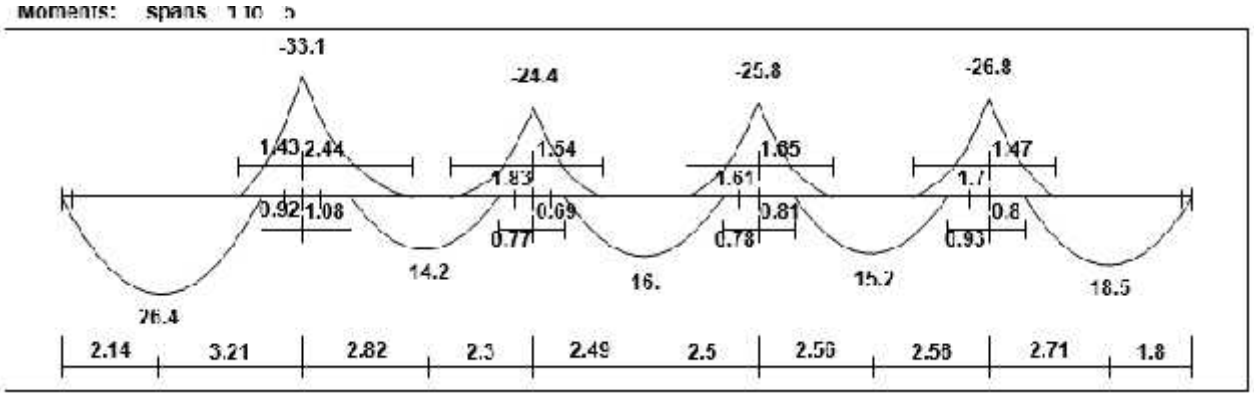


Fig. (4 - 5) Moment diagram for rib (1-G)-(KN.m).

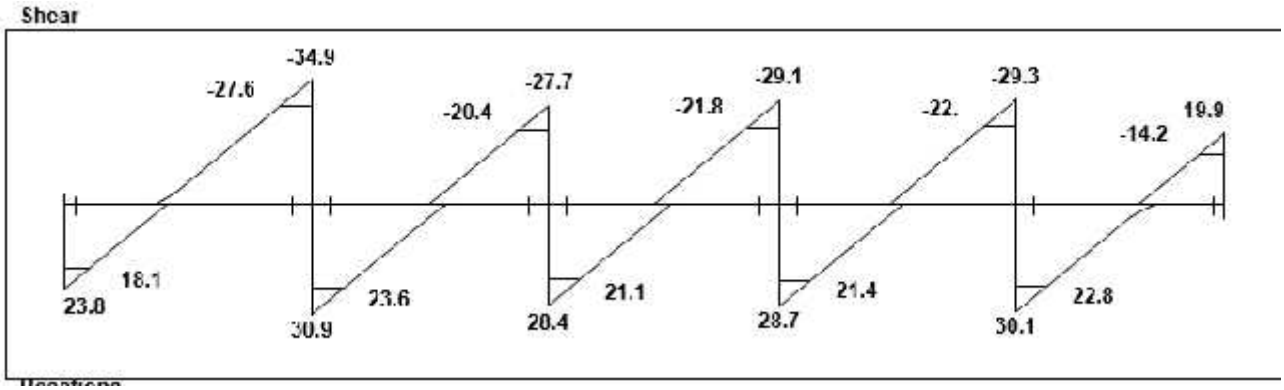


Fig. (4 - 6) Shear diagram for rib (1-G)-(KN)

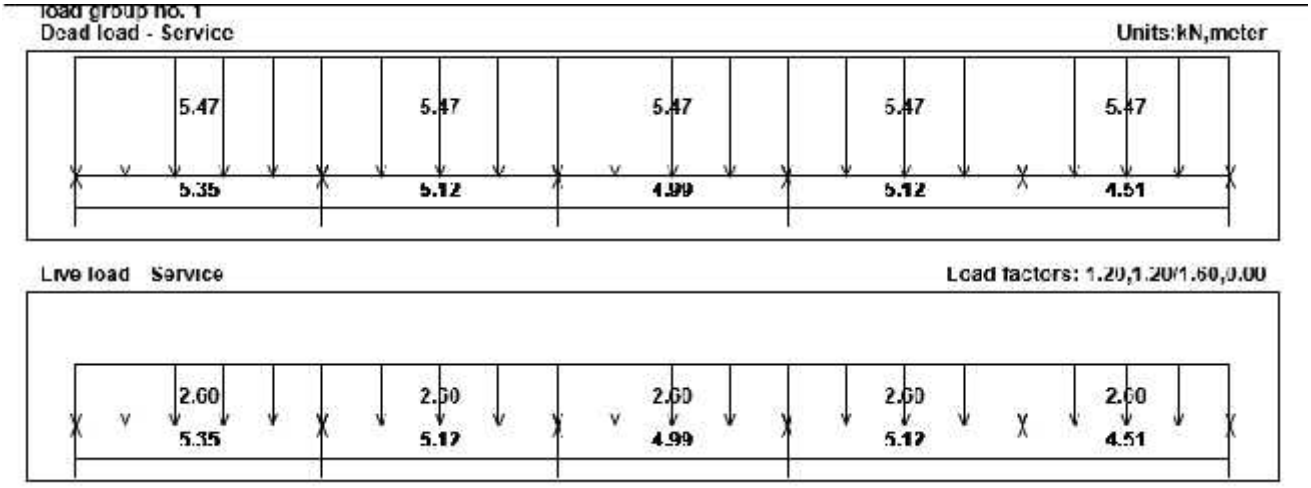


Fig. (4 - 7) Dead and Live loads diagram for rib (1-G)-(KN)

4.6.1 Design of Positive Moment for(Rib 1-G): (Mu=26.4KN.m)

» Use M_u max positive for span =٢٦.٤kN.m

Use Ø ١٦ :

d = h – cover - d/2 = 320 – 20 –10 – (١٦/2) = ٢٨٢ mm

Check if a >h_f

M_{nf}= 0.85 *fc* bfh_f (d – h_f/2) = 0.85*24*520*80(282 - 80/2)*10^{-6}

M_{nf} = 205.37KN.m> M_u/Ø = 26.4/0.9=29.33KN.m➔ a<h_f

» This section will be designed as rectangular section with b = 520 mm

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.58$$

$$kn = \frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{26.4 * 10^6}{0.9 * 520 * 282^2} = 0.71\,MPa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 0.71}{420}}\right) = 0.00172$$

A_S = 0.00172*520*282 = 252.36 mm^2

Check for As min

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)\ ACI\text{-}318\ (10.5.1)$$

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(282) = 98.68mm^2$$

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

$$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(120)(282) = 112.8mm^2 \quad \text{controls}$$

As_{req}= 252.36 mm^2 >As_{min}= ١١٢.8 mm^2 O.K

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = ٢٥٢.٢٢١/153.94 = ١.٦٤ * Note $A_{\Phi 14}$ = 153.94 mm^2

Select bottom bars 2Φ14

Total $As_{(provide)}$ =307.9 mm^2>$A_{s\ req}$= ٢٥٢.٢٢١ mm^2 O.K

* Check Strain:

Tension = Compression

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

$$307.9 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 9.75mm$$

$$x = \frac{a}{0.85} = 12.19mm \quad , d=320 – 20 – 10 – 14/2 = 283 mm$$

$$£_s = \frac{283-12.19}{12.19} \times 0.003 = 0.0666$$

$$£_s = 0.0666 > 0.005$$

Ok…….

For moment ٢٦.٤KN.m) Use bars 2Φ14

4.6.2 Design of Negative Moment for (Rib 1-G): (Mu= ¯21.5KN.m)

Mu = - 21.٥kN.m

Mn = 21.٥ / 0.9 = 23.٨٩ kN.m

Use Ø ١٦ and d = 28٢ mm

Design of T-section for negative moment as rectangular section with

(b = b_w=120 mm) .

m = 20.58

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{21.5 * (10)^6}{(120)(282)^2} = 2.253\ MPa$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 2.253}{420}}\right) = 0.0057$$

A_S = 0.0057*(120) (282) = 192.89 mm^2 > A_s min = 112.8 mm^2

Use Ø 12 with As= 113 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 192.89/113= 1.685 * Note $A_{Φ12}$ = 113 mm^2

Select bar 2 Φ 12

Total $As_{(provide)}$ = 226mm^2>As_{req}192.89mm^2 O.K

* Check strain:

Tension = Compression

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

$226 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$

$a = 38.77mm$

$x = \frac{a}{0.85} = \frac{38.77}{0.85} = 45.6mm$

$£_s = \frac{284 - 45.6}{45.6} \times 0.003 = 0.0157$

$£_s = 0.0157 > 0.005$

Ok…….

For moment-21.5Kn.m Use bars 2Φ12

4.6.3 Design of Shear for (Rib 1-G) :

The maximum shear force at distance (d) from the face of support

Vu = -27.6 KN …… from Shear diagram for rib (1-G)

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

$= (0.75 \frac{\sqrt{24}}{6} * 120*282)*1.1*10^{-3} = 22.79KN$

Vu =27.6 KN> Φ Vc=22.79 KN

$\Phi Vsmin \geq 0.75 (\frac{1}{3}) * bw * d = 0.75*(\frac{1}{3})*120*282*10^{-3} = 8.46$ KN.

$\Phi Vsmin \geq 0.75 (\frac{\sqrt{24}}{16}) * bw * d = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{16} * 120 * 282 *10^{-3} = 7.77$ KN.

$\Phi Vsmin = 7.77KN.$

(Φ Vc +Φ Vsmin) =22.79+ 7.77= 30.56KN >Vu = 27.6KN

Minimum shear reinforcement is provided ($A_{v,min}$)

Use 2 leg Φ 8 with A_v = 79*2 = 157.1 mm^2

$$\frac{Av}{S_{req}} \geq \frac{1}{3}\frac{bw}{fy}$$

$$\frac{Av}{S_{req}} \geq \frac{1}{16}\frac{\sqrt{fc'}}{fy} \times bw$$

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} \leq 600$$

$$\frac{Av}{S_{req}} \geq \frac{1}{3}\frac{bw}{fy} \Rightarrow S_{req} = \frac{3\times 2\times 157.1\times 10^{-6}\times 420}{0.12} = 3.29m$$

$$\frac{Av}{S_{req}} \geq \frac{1}{16}\frac{\sqrt{fc'}}{fy}\times bw \Rightarrow S_{req} = \frac{2\times 157.1\times 10^{-6}\times 16\times 420}{\sqrt{24}\times .12} = 3.59m$$

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} \leq 600 \Rightarrow S_{max} = \frac{282}{2} = 141mm$$

Then Select $S = 14\,cm < \frac{d}{2} = 14.1 \ldots\ldots\ldots\ldots ok$

Select 2 leg Φ10 / 14 cm

4-6 Design of Tow way ribbed slab:

Determination of Thickness for Two Way Rib Slab

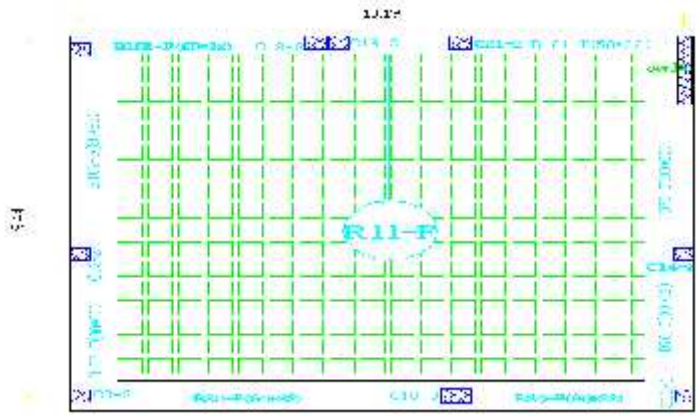
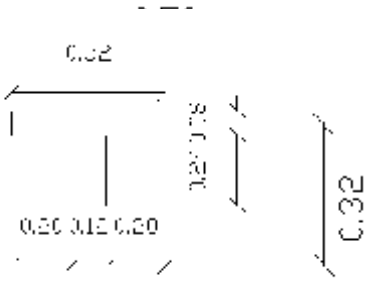


Figure (4-2): two way rib slab.



$$\bar{Y} = \frac{\sum A.Y}{\sum A}$$

$$\bar{Y}rib = \frac{8*52*4 + 12*24*20}{8*52 + 12*24} = 9.36cm$$

$$I_{rib} = \frac{52 \times 8^3}{12} + \frac{12 \times 24^3}{12} + 8*52*5.36^2 + 12*24*10.64^2$$

$$I_{rib} = 60598.55cm^4 / b = 6.059855*10^{-4} m^2 / rib$$

$$\bar{Y}b3 = \bar{Y}b1 = 16cm$$

$$\bar{Y}b2 = \bar{Y}b4 = \frac{80*32*16 + 50*23*43.5}{80*32 + 50*23} = 24.5cm$$

$$I_{b2} = I_{b4} = \frac{80 \times 32^3}{12} + \frac{50 \times 23^3}{12} + 80*32*8.5^2 + 50*23*19^2 = 86.92*10^{-4}$$

$$I_{b3} = \frac{1}{12}*0.5*(0.32)^3 = 13.65*10^{-4} m^4$$

$$I_{b1} = \frac{1}{12}*0.8*(0.32)^3 = 21.8*10^{-4} m^4$$

$$I_{s1} = \frac{6.059855 \times 10^{-4}}{0.52} \times 10.26 = 53.9 \times 10^{-4} m^4$$

$$I_{s2} = \frac{6.059855 \times 10^{-4}}{0.52} \times 6.12 = 71.3 \times 10^{-4} m^4$$

$$I_{s3} = I_{s4} = \frac{6.059855\times10^{-4}}{0.52}\times 5.1 = 59.43\times10^{-4}\,m^4$$

$$\sim_1 = \frac{I_{b1}}{I_{s1}} = \frac{21.8\times10^{-4}}{53.9*10^{-4}} = 0.4$$

$$\sim_2 = \frac{I_{b2}}{I_{s2}} = \frac{86.9\times10^{-4}}{71.3\times10^{-4}} = 1.2$$

$$\sim_3 = \frac{I_{b3}}{I_{s3}} = \frac{13.65\times10^{-4}}{59.43\times10^{-4}} = 0.22$$

$$\sim_4 = \frac{I_{b4}}{I_{s4}} = \frac{86.92\times10^{-4}}{59.43\times10^{-4}} = 1.46$$

$$\sim_{fm} = \frac{\sim_1+\sim_2+\sim_3+\sim_4}{4} = \frac{0.4+1.2+.22+1.46}{4} = .52$$

$0.2 < \sim < 2 \Longrightarrow 0.2 < 0.52 < 2$

According to ACI-code**:**

$$h_m = \frac{\ln(0.8+\ fy/1400)}{36+5\ \ (\sim_{fm}-0.2)}\ \text{ACI-318-02}$$

$$= \frac{L_a}{L_b} = \frac{9.9}{8.9} = 1.12$$

$$h_m = \frac{9.9*(0.8+420/1400)}{36+5*1.12(.52-0.2)} = 0.28m < 0.32m$$

Select for two way rib slab in ground floor, The Thickness Rib Slab = 32 cm with block 24cm & Topping 8cm.

4-6-1 Dead Load Calculation for slab (R11-F):

Tiles	0.03*0.52*0.52*22 = 0.17kN/0.52*0.52of rib
Mortar	0.02*0.52*0.52*23 = 0.124kN/0.52*0.52of rib
Sand	0.07*0.52*0.52*17 = 0.32 KN/0.52*0.52of rib
Topping	0.08*0.52*0.52*25 = 0.54kN/0.52*0.52of rib
Block	4*0.2*0.2*0.24*9= 0.35kN/0.52*0.52 of rib
Rib	0.24*0.12*(0.52+0.4)*25 = 0.662kN/0.52*0.52 of rib
Plaster	0.02*0.52*0.52*23 = 0.124kN/0.52*0.52 of rib
partition	(1.5) (0.52) *0.52 = 0.405kN/0.52*0.52 of rib

Dead Load 2.69kN/0.52*0.52 of rib

Dead Load per unit area = 32.69 / 0.52*0.52= 9.96 KN/m^2

Live Load = 5 KN/ m^2

q_{uD} =1.2 D =9.96*1.2=11.96 kN/m^2

q_{uL} = 1.6 L = 5*1.6=8 KN/m^2

q_u =19.96 KN/m^2

$bw = 12cm, h = 32cm$

$d = 320 - 20 - 8 - 12 = 280mm$

4-6-2 Designs of moment:

⇒ **Design of positive moment:**

La/ Lb = 8.9/9.9= 0.9

From table (12-4)

Assume Case (5)

$C_{a,dL}$ =0.029

$C_{b,dL}$ =0.013

$M_{a,dL} = C_{a,dL} * q_{uD} * (La)^2$

$M_{b,dL} = C_{b,dL} * q_{uD} * (Lb)^2$

From table (12-5)

$C_{a,LL}$ =0.037

$C_{b,LL}$ =0.021

$M_{a,LL} = C_{a,LL} * q_{uL} * (La)^2$

$M_{b,LL} = C_{b,LL} * q_{uL} * (Lb)^2$

$M_{a,pos}^{+} = (M_{a,dL} + M_{a,LL}) * 0.52$

$=\{(0.029*11.96*(8.9)^2) + (0.0374*8*(9.53)^2)\} * 0.64 = 41.73$ KN.m / rib

$M_{b,pos} = (M_{b,dL} + M_{b,LL}) * 0.64$

$= \{(0.0228*13.50*(10.26)^2) + (0.0272*8*(10.26)^2)\} * 0.64 = 35.41$ KN.m / rib

$M_{a,pos} = 41.73$ KN .m

$Mn_f = 0.85 * fc * bf * tf * \left(d - \frac{tf}{2}\right)$

$Mn_f = 0.85 * 24 * 0.64 * 0.08 * \left(0.386 - \frac{0.08}{2}\right) * 10^3 = 361.4$ KN .m

$\Phi\ Mn_f = 0.9 * 361.4 = 325.26$ KN .m $>> M_{a,pos}$

rectangular section

Design as a rectangular with $b_E = 64$ cm

$$Mn = \frac{M_{a,pos}}{\Phi} = \frac{41.73}{0.9} = 46.37 \text{ KN .m}$$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(14)(38.6) \geq \frac{1.4}{420}(14)(38.6)$$

$As_{min} = 1.57cm^2 < 1.8cm^2$ ……the larger is control

$As_{min} = 1.8cm^2$

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

$$Kn = \frac{46.37*10^{-3}}{0.64*(0.386)^2} = 0.4863 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.588)(0.4863)}{420}}\right) = 1.172 * 10^{-3}$$

A req = $\rho * b * d = 1.172 * 10^{-3} * 52 * 31.5 = 2.9$ cm²

$2.9\ cm^2 > As_{min} = 1.8cm^2$

Use Φ 16 >> # of bar = $\frac{2.9}{2.01} = 1.44$

* Note $A_{\Phi 16} = 2.01cm^2$

Then select (2) bars Φ 16 $A_s\ provided = 2*2.01 = 4.02cm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$402*420 = 0.85*24*640*a$

$a = 12.93mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{12.93}{0.85} = 15.21mm$

$£_s = \frac{386-15.21}{15.21} X0.003$

$£_s = 0.073 > 0.005$

⇒ Ok

Use 2 Φ 16 mm , A s = 402 mm^2 in y direction

Use 2 Φ 16 mm , A s = 402 mm^2 in x direction

⇒ **Design of negative moment:**

$M_{a,neg} = (C_{a,neg} * q_u * L^2_a * 0.64)$

$=0.058*21.51*9.53^2*0.64= 72.52$ KN.m / rib

$M_{b,neg} = (C_{b,neg} * q_u * L^2_b * 0.64)$

$=0.042*21.51*10.26^2*0.64= 60.86$ KN.m / rib

Select 2 Φ 18 mm in long direction AsΦ 18=254.47mm^2

T=C

508.94*420=0.85*24*a*140 .:. a=74.84mm

Φ Mn =0.9*508.94*420*(386-74.84/2)=67.05KN.m≥ 60.86KN.m ok

Select 2 Φ 20 mm in short direction AsΦ 20=314mm^2

T=C

628*420=0.85*24*a*140 .:. a=92.35mm

Φ Mn =0.9*628*420*(386-92.35/2)=80.67KN.m≥ 72.52KN.m ok

4.7 Design of Beam B33-G:

4.7.1 Load calculation for B33-G

*** The dead load calculations :- (from Rib 1-G)**

The max support reaction (Service) from dead loads for rib upon beam is (29.48KN)

W_{DL} from Rib =29.48/0.52 = 56.7 KN / m

the weight of the beam and the weight of the floor layers is :

Table (4 – 3) Calculation of the total dead load for beam B33-G:

No.	Parts of Beam	Calculation KN/M		
1	Tiles	0.03*23*0.8 = 0.552		
2	Mortar	0.03*22*0.8 = 0.528		
3	Coarse Sand	0.07*17*0.8 = 0.952		
4	RC. Beam	0.4*0.5+.32*0.8)*25=11.4(		
5	Plaster	0.03*22*0.8 = 0.528		
6	Partitions	2.3 * 0.8 = 1.84		
			15.8	KN/m

The total service deal load W_{dl}= 56.7+ 15.8 = 72.5 KN.

***The live load calculations :- (from rib 1-G)**

- The max support reaction (Service) from live load for rib upon beam is(16.26 KN)

W_{LL} from rib =15.05/0.52= 28.94 KN/ m

The live load within beam width : LL = 5*0.8= 4 KN / m

The total service live load (W_{LL}= 28.94 + 4 = 32.94 KN / m)

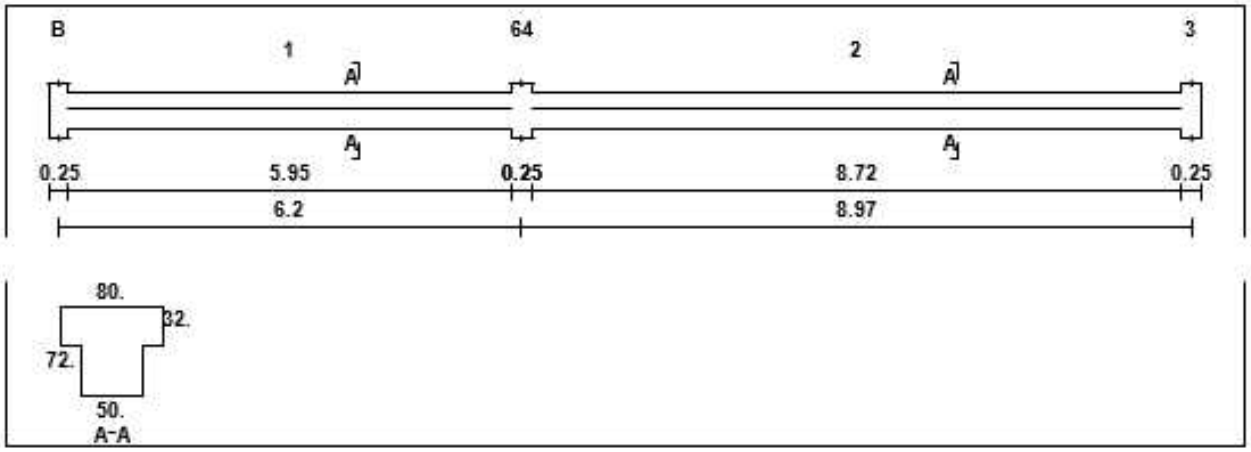


Fig. (4 – 8)Geometry ofBeam 64

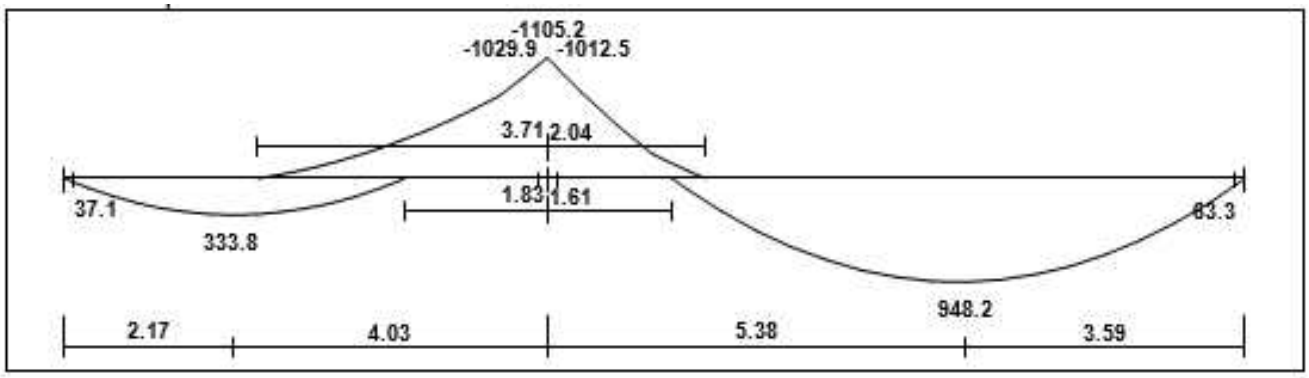


Fig. (4 – 9) Moments envelope factored values of B33-G(KN.m)

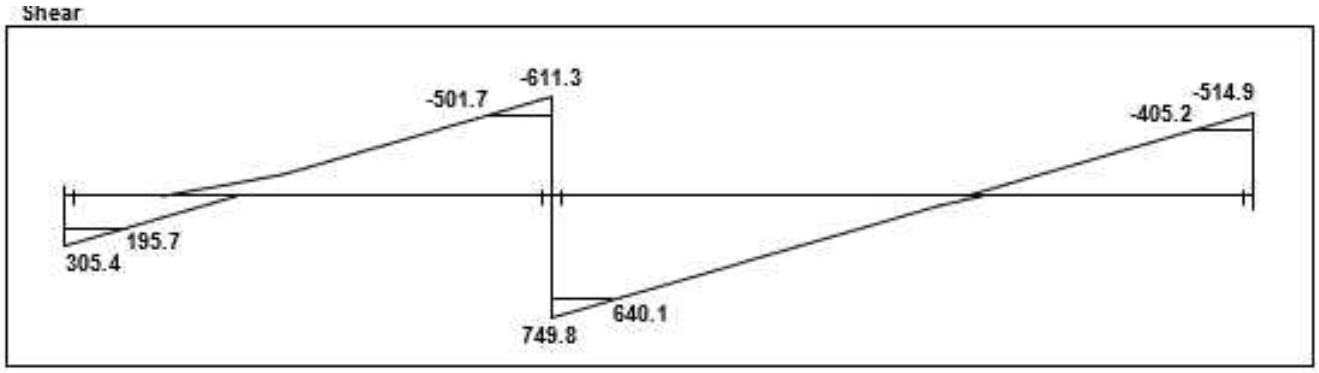


Fig. (4 – 10) Shearenvelope factored values of beam 64(KN)

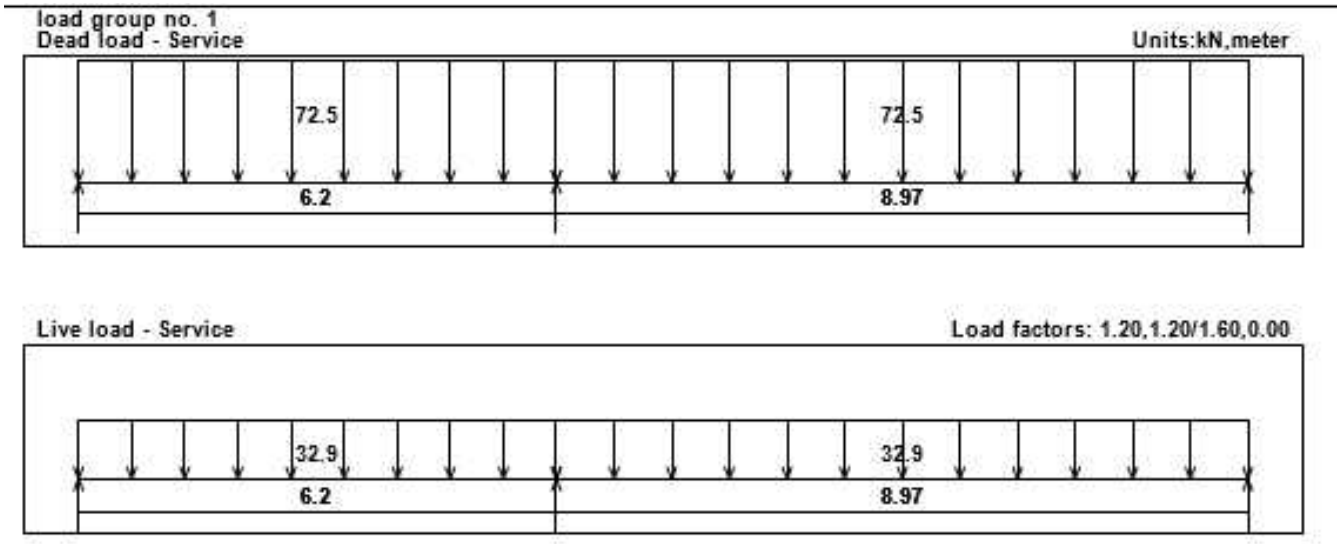


Fig. (4 - 11) Dead and Live loads diagram for Beam 64 (KN)

4.7.2 Design of positive moment for (B33-G) , (Mu = 948.2KN.m)

Check singly section or Doubly section :

d= 720-20/2-10-40=660mm

$Mn_{max} = 0.85 * fc * b * a * (d - a/2)$

x= 3/7 *d = (3/7) *660=282.86mm

a = 282.86*0.85 = 240.43mm

$$\emptyset = 0.65 * \frac{250}{3} * (0.004 - 0.002) = 0.82$$

Mn_{max}=0.85*24*800*240.43(660-240.43/2)* 10^{-6}=2118KN

$\Phi\ Mn_{max}$ = 0.82 * 2118= 1736.76KN .m> Mu_{max} = 948.2KN .m

The section must be designed as singly section .

b=80 cm h=72 cm

bw=50 t=32 cm

use Φ 20 with d = 660 mm

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 500 * 660 = 962.29\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 500 * 660 = 1100\ mm^2$ Controls.

$$Rn = \frac{M_u}{¤bd^2} = \frac{948.2*10^6}{0.9*800*660^2} = 3.02MPa$$

$$M = \frac{420}{0.85(24)} = 20.58$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 3.02}{420}}\right) = 0.0078$$

As_{req}= ° bd = ٠.٠078* 800*٦٦٠= 4118.4 mm^2>As_{min}= ١١٠٠ mm^2

Use Φ 20 with area As = 314 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$= 4118.4/314 = 14 bar

Select 14Φ 20 with $As_{(provide)}$ = 4396>As_{req} = 4118.4 mm^2

* Check strain:

Tension = Compression

$$4396 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 112.44mm$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{112.44}{0.85} = 132.28mm$$

d= 720-40-10-20-25/2 = 637.5 mm

$$£_s = \frac{637.5 - 132.28}{132.28} \times 0.003 = 0.011$$

0.011> 0.005 …… OK

*Check for spacing between bars :

$$s = \frac{800 - 40*2 - 2*10 - 10*20}{9} = 55.6mm$$

S = 55.6 mm> 25 mm …….OK

S >d_b = 20 mm ……..OK

For the Positivemoment 948.2KN.m Use bars 14Φ20

4.7.3Design of Positive MomentB33-G (M_u = 333.5KN.m)

b =80cm bf=50cm

h = 72 cm with d = 660 mm

Use Φ 20with area As= 314 mm^2 ,

Mu = 333.8KN.m

$$m = \frac{420}{0.85(24)} = 20.58$$

$$kn = \frac{M_u}{¤bd^2} = \frac{333.8*10^6}{.9*800*660^2} = 1.063$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mKn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 1.063}{420}}\right) = 0.0026$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.0026*800*660= 1372.8 mm^2 >As_{min} = 1100 mm^2

Use Ø 20 with area As=314 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\,bar}$= 1372.8 /314=7bars Select 5Φ 20 with $As_{(provide)}$ = 1570>As_{req} = 1100 mm^2

Select5Φ 20 with $A_{S(provide)}$ = 1570 mm^2 >$A_{s\,(req)}$ = 1372.8 mm^2.

* Check strain:

Tension = Compression

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

$$1570 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 40.4mm$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{40.4}{0.85} = 47.53mm$$

$$£_s = \frac{660 - 47.53}{47.53} \times 0.003 = 0.038$$

0.038> 0.005 …… OK

*Check for spacing between bars :

$$s = \frac{800 - 40*2 - 2*10 - 5*20}{4} = 150mm$$

S = 150mm> 25 mm …….OK

S >d_b = 20 mm ……..OK

For the Positivemoment 333.8KN.m Use bars 5Φ20

4.7.4 Design of Negative Moment (B33-G) , (M_u = -1029.9KN.m)

b =80cm h = 72 cm bf= 50cm with d = 660 mm

Use Φ20 with area As= 314 mm^2.

Mu = -1029.9KN.m

$$m = \frac{420}{0.85(24)} = 20.58$$

$$Kn = \frac{M_u}{¤bd^2} = \frac{1029.9*10^6}{.9*500*660^2} = 5.25MPA$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{16\ .47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*16\ .47\ *5.25}{420}}\right) = 0.014$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.014*500*660= 4669 mm^2 >As_{min} = 1100 mm^2

Use Ø 20 with area As=314 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$= 4669 /314=16 bars

Select16 Φ 20with $A_{S(provide)}$ = 5024 mm^2 >$A_{s\,(req)}$ = 4669mm^2.

*** Check strain:**

d = 720-40-10-20-12.5 = 637.5

Tension = Compression

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

$5024 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 500 \times a$

$a = 206.87$

mm

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{206.87}{0.85} = 243.38mm$$

$$£_s = \frac{637.5 - 243.38}{243.38} \times 0.003 = 0.0051$$

0.0051> 0.005 ….. ok

4.7.5Design of shear for B33-G

***For V_u = +640.1 ;** (Max. value of V_u)

$$\Phi * Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d = 0.75 * \frac{\sqrt{30}}{6} * 500*660*10^{-3} = 202.1 \text{ KN}$$

202.81<905.4 KN

$$\Phi \text{ Vsmin} \geq 0.75 (\frac{1}{3}) * bw * d = 0.75 * (\frac{1}{3}) * 500*660*10^{-3} = 82.5 \text{ KN.}$$ Controls.

$$\Phi \text{ Vsmin} \geq 0.75 (\frac{\sqrt{fc'}}{16}) * bw * d = 0.75 * (\frac{\sqrt{24}}{16}) * 500 * 660*10^{-3} = 75.78 \text{ KN .}$$

Φ Vsmin = 75.78 KN

Vu = 640.1 KN (From shear Envelope)

Φ Vc<Vu ≤ Φ Vc + Φ Vsmin

202.1<640.1 ≤ 277.88…… not satisfied.

Cases 1 &2&3 is not suitable .

Case 4 :

$(\Phi Vc + \Phi Vsmin) < Vu \leq (\Phi Vc + \Phi Vs')$

$\Phi Vs' = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{3} bw * d$

$\Phi Vs' = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{3} * 500 * 660 * 10^{-3} = 404.17$ KN.

277.88<640.1<606.27…..cas4 not satisfied.

$(\Phi Vc + \Phi Vs') < Vu \leq (\Phi Vc + \Phi Vs\ max)$

$\Phi vs\ max = 2 * \frac{\sqrt{fc'}}{3} bw * d = 1077.77$

606.27<640.1 ≤ 1279.87….. Case 5 issuitable

$Vs = \frac{Vu}{\Phi} - Vc = \frac{640.1}{0.75} - 269.5 = 583.96$ KN

Smax= d/4 or Smax<300 mm

S max= 660/4 = 165 mm

Try 4 legs Φ 10,As Φ10 = 78.5 mm²

$\frac{Av}{S\ max} = \frac{Vs}{fy * d}$

$\frac{4 * 78.5 * 10^{-6}}{S\ max} = \frac{583.96 * 10^{-3}}{420 * 660}$

S = 149 mm

$S < S_{max} = d/2 \leq 600$ mm

$S < S_{max} \leq ٦٦٠/2 = 330$ mm < 600 mm … Ok

Use S = 14 cm

Use 4 leg Φ 10@14 cm

4.10 Design of Column (C1):

4.10.1 Design of Longitudinal Reinforcement:

Select column (C1) for design

Pu = 1000KN

Pn = 1000\0.65=1538 kn

Assume $°g = 2\%$

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

$$1538 * 10^{-3} = 0.8 * Ag[0.85 * 24 + 0.02 * (420 - 0.85 * 24)]$$

$$Ag = 0.0677m^2$$

Use 35*25 cm with Ag = 875 cm² >Ag_{req} = 677cm²

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

$$1538 * 10^{-3} = 0.8 * 0.875[0.85 * 24 + °g * (420 - 0.85 * 24)]$$

$$°g = 0.03$$

4.10.2 Check Slenderness Effect:

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 3.0m

M1&M2 =1

K=1 , According to ACI 318-2002 (10.10.6.3) The effective length factor, *k*, shall be permitted to be taken as 1.0.

$$\left(\frac{Klu}{r}\right) \le (34-12\left(\frac{M1}{M2}\right) \le 40 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad \text{ACI 10-12-2} \quad \frac{1*4.0}{0.3*0.35} = 38 > 22$$

$$\therefore long\ \ Column$$

Use Φ 14

Use 14Φ 14 with As = 21.42cm²

4.10.3 Design of the Tie Reinforcement:

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

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

$S \le$ Least dimension.

$$Spacing \le 16 \times d_b\,(Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 1.4 = 22.4cm.$$

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

$$Spacing \le Least.\dim ension = 35cm$$

$$\therefore \quad Use\ \ 1\text{¤}10@20cm$$

4.10.4 Detail of column C20:

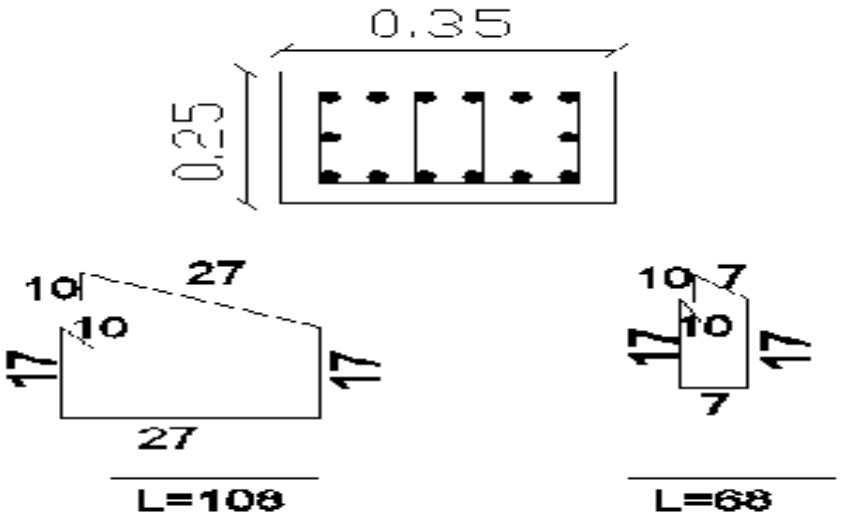


Figure (4-19): Column Detail C20

4-9 Design of Frame

Material :-

⇒ concrete B350 Fc' =28 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel fy = 414 N/mm^2

4-9.1 Loading :

➔ **Total Dead load :**

Materials :	h×ϒ×be	KN\m
Beam	.8*.32*25+.5*.78*25	16.15

Table (4-1): Dead loads for Primary beam

➔ **Sum of service Dead Loads: $W_{(D.L)}$= (16.15 +70.4) = 86.55KN/M**

➔ **Total live load: $W_{(L.L)}$ = 38.2 KN/m**

Assumed that h = 1100 mm to analyze the beam using (Stad Pro) Software to get Shear &MomentEnvelope :

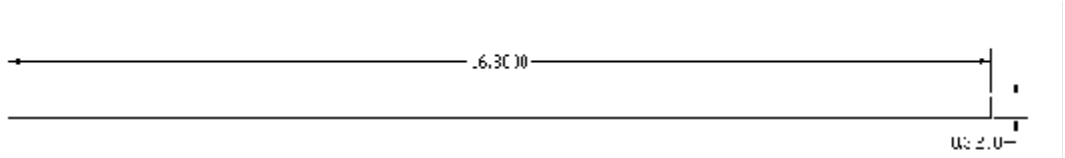


Fig (4-2): Primary beam Dimensions.

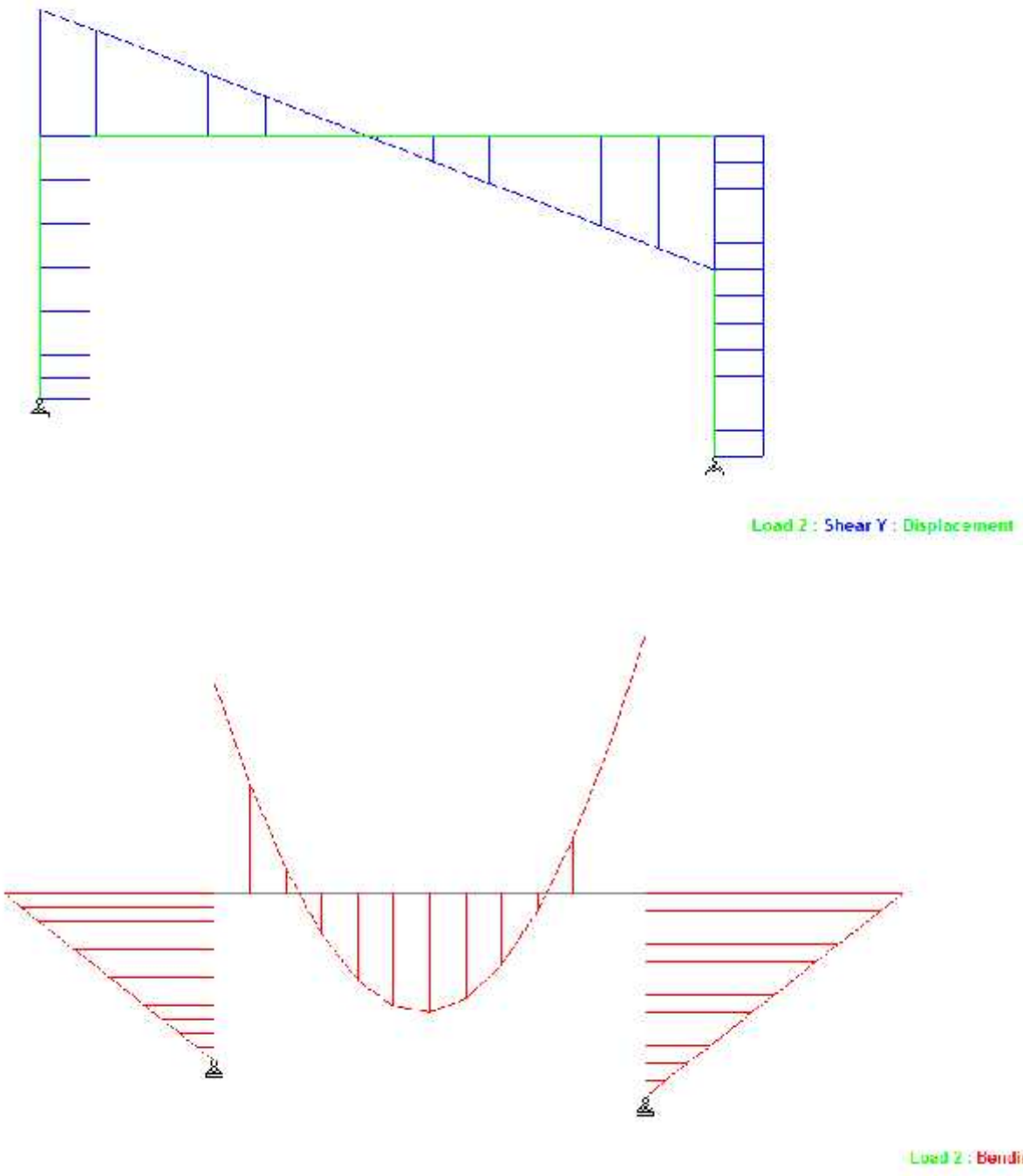


Fig (4-3): Moment and shear evelope for primary beam

4-9.2 Design Beam For Flexure :

bf = 800 mm , bw = 500mm

h = 1100 mm , t = 320 mm

Design for Positive Moment Mu = +2500KN.M:

Check singly section or Doubly section :

d= 1100-32/2-10-40 = 1034mm

$Mn_{max} = 0.85 * fc * b * a * (d - a/2$

x= 3/7 *d = (3/7) *1034 =443.1 mm

a = 443.1*0.85 = 376.67mm

$$\emptyset = 0.65 * \frac{250}{3} * (0.004 - 0.002) = 0.82$$

Mn_{max}= 0.85*24 * 800 * 443.1 (1034-443.1/2)* 10^{-6} = 5875.14KN

$\Phi\ Mn_{max}$ = 0.82 * 5875.14= 4817.62 KN .m> Mu_{max} = 948.2KN .m

The section must be designed as singly section .

b=80 cm h=72 cm

bf=50 t=32 cm

use Φ20 with d = 660 mm

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 500 * 1034 = 1507.6\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 500 * 1034 = 1723.34\ mm^2$ Controls.

$$Rn = \frac{M_u}{\text{¤}bd^2} = \frac{2500*10^6}{0.9*800*660^2} = 3.24MPa$$

$$M = \frac{420}{0.85(24)} = 20.58$$

$$\text{°} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 3.24}{420}}\right) = 0.0078$$

As_{req}= ° bd = ٠.٠0844* 800 * 1034= 6988.85 mm^2 >As_{min}= ١723.34 mm^2

Use Φ32 with area As = 804.24 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$= 6988.85/804.24 = 9 bar

Select 9Φ32 with $As_{(provide)}$ = 7238.16 >As_{req} = 6988.85 mm^2

Use 9Φ32 (2 layers)

* Check strain:

Tension = Compression

$$7238.16 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 186.28mm$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{186.28}{0.85} = 209.15mm$$

$$£_s = \frac{1034 - 209.15}{209.15} \times 0.003 = 0.011$$

0.0116> 0.005 …… OK

Check for spacing between bars :

$$s = \frac{800 - 40*2 - 2*10 - 9*32}{8} = 51.5mm$$

S = 51.5 mm> 25 mm …….OK

S >d_b = 32 mm ……..OK

For the Positive moment 2500KN.m Use bars 9Φ32

➔ Design for Negative Moment Mu =-550KN.M:

➔ d= 1100-14/2-10-40 = 1043mm

b =80cm h = 110 cm bf= 50cm with d = 1043 mm

Use Φ 14 with area As=154mm^2 .

Mu = -1029.9 KN.m

$$m = \frac{420}{0.85(24)} = 20.58$$

$$Kn = \frac{M_u}{¤bd^2} = \frac{550*10^6}{.9*500*1043^2} = 1.12MPA$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20\ .58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\ *\ 20\ .58\ *1.12}{420}}\right) = 0.00274$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.00274*500*1043 = 1431.1 mm^2 > As_{min} = 1723.34 mm^2

Use Ø 14 with area As=154 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\,bar}$= 1431.1 /154=10 bars

Select 10 Φ 14with $A_{S(provide)}$ = 1540 mm^2 > $A_{s\,(req)}$ = 1431.1mm^2.

* Check strain:

Tension = Compression

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

$$1540 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 500 \times a$$

$$a = 63.4$$

$$mm$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{63.4}{0.85} = 74.6mm$$

$$£_s = \frac{1043 - 74.6}{74.6} \times 0.003 = 0.039$$

0.039> 0.005 ….. ok

*Check for spacing between bars :

$$s = \frac{500 - 40*2 - 2*10 - 10*14}{9} = 28.89mm$$

S = 28.89mm> 25 mm …….OK

S >d_b = 14 mm ……..OK

4-9.3 Design (Primary beam) For Shear :

4-9.3.1 Design of columns:

Design of Frame column as a beam:

4-9.3.1.1 Loading :

Assumed that h = 1200 mm to analyze the beam using (Stad Pro)

Software to get Shear & Moment Envelope :

Determination of Beam dimensions :

- $\Phi = 18$
- $d = 800 - 40 - 12 - 18/2 = 739$ mm
- $C = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} \times 739 = 316.7$ mm
- $a = \beta_1 c = 0.85 \times 316.7 = 269.2$ mm

4-7.1.2 Design Beam For Flexure (Section1-1):

b = 800 mm , h = 800 mm

Design for Negative Moment Mu = -1020KN.M:

$M_{n\,max} = 0.85 \times f_c' \, a \, b \, (d - \frac{a}{2})$

$= 0.85 \times 24 \times 269.2 \times 800 \, (739 - \frac{269.7}{2}) \times 10^{-6} = 2654.24$ KN.M

But, $M_u =$ 1020 KN.M

$\Phi M_n = 2256.1$ KN.M > $M_u = 1020$ KN.M

➔ Design the section as singly reinforced.

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

$Rn = \frac{1020 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 739^2} = 2.59$MPa

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) \rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.59 \times 20.58}{420}}\right) = 0.016$$

As req = $\rho \times b \times d = 0.016 \times 800 \times 739 = 3912.11$ mm² / m

As min = $\frac{(0.25)\sqrt{f_c}(b)d}{fy}$

$$= \frac{(0.25) * \sqrt{24} * (800) * 739}{420} = 1723.97 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Not less than, As min = $\frac{1.4(b)d}{fy}$

$$= \frac{1.4 * (800) * 739}{420} = 1970.6 \text{ mm}^2/\text{m}$$

No of bar = 3912.11 ÷ 254.4 = 20

Use20 Φ 18

As_{prov} = 5088 mm² /m> As $_{req}$ = 3912.11 mm² /m

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

Tension = compression

As × fy = 0.85 × f_c × b × a

$$5088 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 130.94\, mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{130.94}{0.85} = 154.05\, mm$$

β=0.85 ….. f_c <24MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$£_s = (d - c)/c \times 0.003 = \frac{739 - 154.05}{154.05} \times 0.003 = 0..011$$

$$£_s = 0.011 > 0.005$$

OK : Tension Controlled Section

4-7.1.3 Design Beam For Flexure (Section 2-2):

b = 800 mm h = 800 mm

- Φ = 20
- d = 800 - 40 – 12 – 20/2 = 738 mm
- C = $\frac{3}{7}d = \frac{3}{7} \times 738$ = 316.3 mm
- a = β_1 c = 0.85 × 316.3= 268.84 mm

Mu = 900KN.m

$M_{n\,max}$ = $0.85 \times fc'$ a b (d - $\frac{a}{2}$)

= $24 \times 268.84 \times 800\ (738 - \frac{268.84}{2}) \times 10^{-6}$ = 3115.5 KN.M

But, M_u = 1550 KN.M

ΦM_n= 2648.2 KN.M> M_u = 1550 KN.M

➔ Design the section as singly reinforced.

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

Rn = $\frac{900 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 738^2}$ = 2.29MPa

$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$

$° = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}})$, $° = \frac{1}{20.58}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 3.95}{420}}) = 0.006$

As req = ρ× b × d = 0.006× 800×738 = 3542.14mm²

As min = $\frac{(0.25)\sqrt{f_c}(b)d}{fy}$

= $\frac{(0.25)*\sqrt{24}*(800)*738}{420}$ = 1721.64 mm²

Not less than, As min = $\frac{1.4(b)d}{fy}$

= $\frac{1.4*(800)*738}{420}$ = 1968 mm²

No of bar = 3542.14 ÷ 314 = 18

Use 18Φ20

As_{prov} = 5654.8 mm²> As $_{req}$ = 3542.14 mm²

Ok

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

Tension = compression

As × fy = 0.85 × f_c × b × a

$5654.8 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$

$a = 145.52\,mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{145.52}{0.85} = 171.21\,mm$

$£_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{738-171.21}{171.21} \times 0.003 = 0.009$

$£_s = 0.0099 > 0.005$

Transition control section

OK : Tension Controlled Section

4.10 Design of Isolated Footing (F20):

4.10.1 Load Calculation:

Total factored load =2000 KN.

Total services load = 1500 KN.

Column Dimensions = 35*35 cm.

Soil density = 18 Kg/cm3.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m2.

Assume footing to be about (55 cm) thick.

live load =5 KN/m2.

q_{allow}=400 - 5 - 0.45*18 - 0.55*25 = 373.2kN/m^2

4.10.2 Determination of Footing Area:

$$A = \frac{1500}{373.2} = 4$$

➔ **L= 2 m**

Try 2 * 2m with area = 4m^2 = A $_{req}$ = 4m^2

Determinate q_u = 2000/4 = 500 KN/m^2

4.10.3 Determine the depth of footing based on shear strength:

Assume h = 55 cm ….. d = 550-75-14= 461 mm

- **Check for one way shear strength**

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

$$\frac{a}{2} + d = \frac{0.35}{2} + 0..461 = 0.63m$$

$$Vu = 500 * (\frac{2.0}{2} - 0.63) * 2.0 = 364KN$$

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

$$¤.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2000 * 461 = 564.61KN$$

$$¤.Vc = 564.61KN > Vu = 364KN$$

$\therefore \quad Safe$

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

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

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

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

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

Where:

$$_C = \frac{Column\ \ Length\ \ (a)}{Column\ \ Width\ \ (b)} = \frac{35}{35} = 1.0$$

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

$$b_o = 2(46.1+35)+2(46.1+35) = 324.4cm$$

$\sim_s = 40$ for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{{}_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.0}\right)*\sqrt{24}*3244*461 = 2747.4KN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*461}{3244}+2\right)*\sqrt{24}*3244*461 = 3518.6KN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*3244*461 = 1831.59KN$$

$¤.V_C = 1831.59KN$ ..... *Control*

$Vu_C = Pu - FR_b$

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

$Vu_C = 2000 - [500*(0.35+0.461)*(0.35+0.461)] = 1189KN$

$¤.Vc = 1831.59KN > Vu_C = 1189KN$..... *satisfied*

4.10.4 Design for Bending Moment:

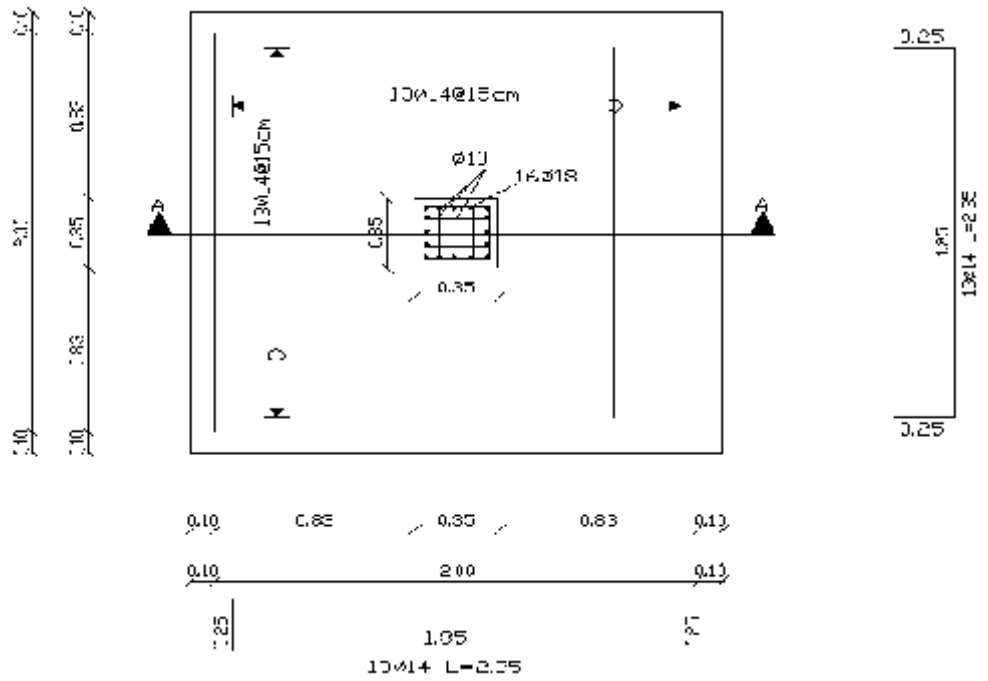


Figure (4-20): Isolated Footing F20

$$Mu = 500 * 2.0 * \frac{.825^2}{2} = 340.3KN.m$$

Mu =340.3KN.m

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{340.3}{0.9} = 378KN.m$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{378 \times 10^{-3}}{2.0 \times 0.461^2} = 0.89Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}}\right) \qquad \text{(eq. 4.20)}$$

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 0.89}{420}}\right) = 2.16 * 10^{-3}$$

$$As_{\text{Re}q.} = \rho * b * d = 2.16 * 10^{-3} * 200 * 46.1 = 19.92cm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 200 * 55 = 19.8cm^2$$

$$As_{\text{Re}q.} = 19.92 > As_{Shrinkage} = 19.8cm^2$$

$$Select \quad 13\text{ø}14 \ldots . As_{\text{Pr}ovided} = 20.1cm^2 > 19.92cm^2 \ldots . ok$$

Select 13¤14....$As_{Provided} = 20.1cm^2 > 19.92cm^2$.....*oK*

Or use 13ϕ 14…$As_{provided}$=20.01cm^2>19.92cm^2…..ok

Check of strain:

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2010 * 420 = 0.85 * 24 * 2000 * a$

$a = 20.69mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{20.69}{0.85} = 24.34mm$

$£_s = \frac{461 - 24.34}{24.34} X0.003$

$£_s = 0.053 > 0.005$

$\Rightarrow$ OK

4.10.5 Development Length of main Reinforcement for Mu1:

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda \sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e \psi_s \psi_t}{\frac{ktr+cb}{db}} * db \qquad \text{(eq. 4.59)}$$

$Ktr = 0 \quad Nostripes \; cb = 75 + 14 = 89cm$

$$\frac{ktr + cb}{db} = \frac{0 + 93}{18} = 6.36 > 2.5 \qquad \text{(eq. 4.60)}$$

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

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 18 = 345.67\, mm$$

$Ld_{available}$ = (2000-350)/2-75= 750mm

$Ld_{available}$= 750 mm >$ld_{req} = 345.67mm$

- not required hook

4.10. Design of dowels:

P_u= 2000 KN

¤.$Pn = ¤.(0.85\, fc' Ag)$

$¤.Pn = 0.65 * [0.85 * 24 * (350 * 350)] / 1000 = 1624.35KN$ (eq. 4.61)

$But \;\; Pu = 2000 > ¤.Pn = 1624.35KN$

Dowels are required for load transfer.

$A_{s\,req}$=(2000/0.65-1624.35/0.65)/420=1380mm^2

$As_{min} = 0.005 * Ag = 0.005 * 35 * 35 = 6.125cm^2$

$A_{s\,req}$ =13.80cm^2>As_{min} =6.125cm^2

Select 16¤ 18 as dowels.

$Ld_{c(1)req} = \frac{0.24\,fy}{\sqrt{fc}}db = \frac{0.24*420}{\sqrt{24}}*1.4 = 28.8cm$. (eq. 4.62)

$Ld_{c(2)req} = 0.043 \times fy \times db = 0.043 \times 420 \times 1.4 = 25.28cm > Ld_{c\,min} = 200mm$ (eq. 4.63)

$Ld_{c(2)req} = 25.28cm < Ld_{(1)req} = 28.8cm$ ➔control

$Ls = 0.071 \times fy \times db = 0.071 \times 420 \times 1.8 = 53.67\ cm > 28.8cm$ (eq. 4.64)

Ls = 53.67cm

Select ls = 60cm

Available $Ldc = 55 - 7.5 - 2*1.4 = 44.7$ cm.

Available Ldc = 44.7 cm >Ldc = 28.8cm

Using hook ≥14*¤

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

Use Hooks= 30cm > 25.6cm

4.10.7 Isolated Footing Detail:

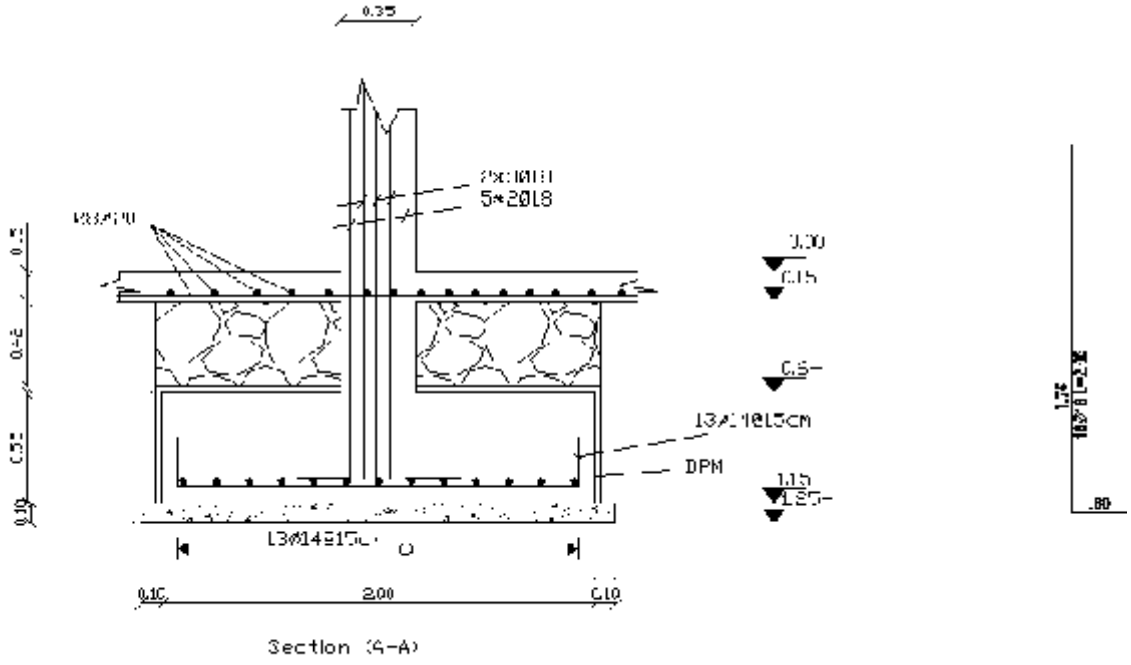


Figure (4-21): Isolated Footing Detail F20

4.13 Design of Mat Foundation for Well:

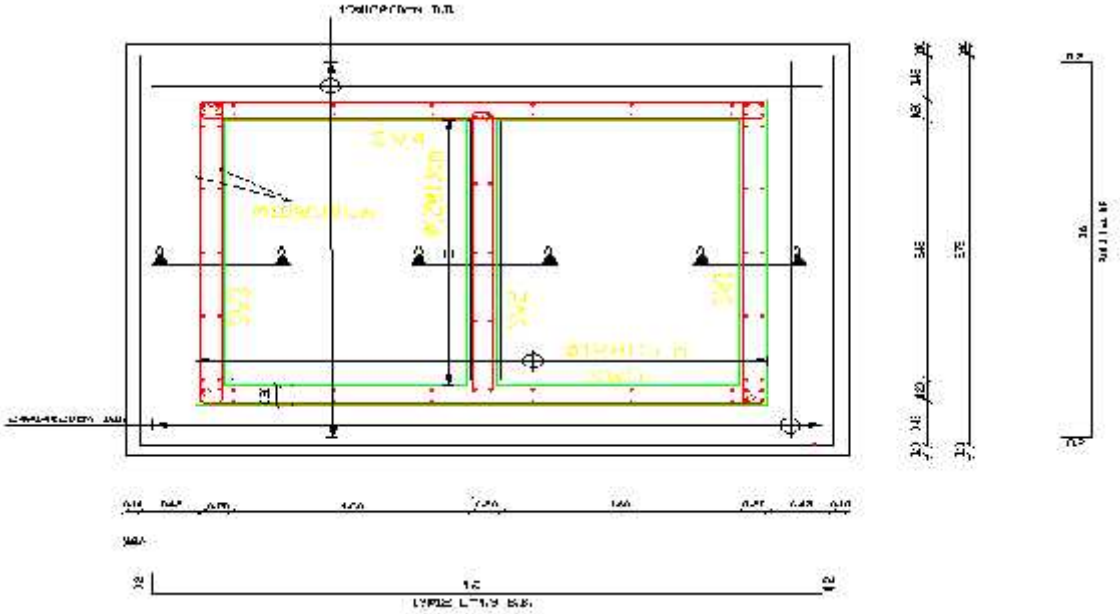


Fig.(4.24) Mat footing for well

4.11.1Design of shear:

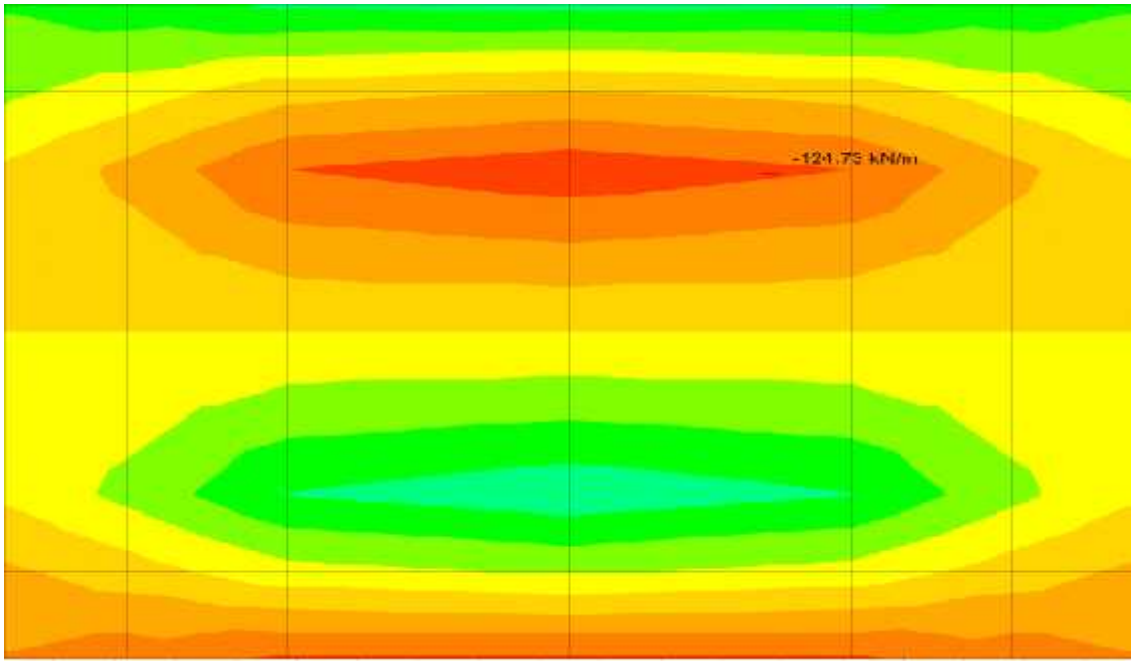


Fig.(4.25) shear in X-direction for well

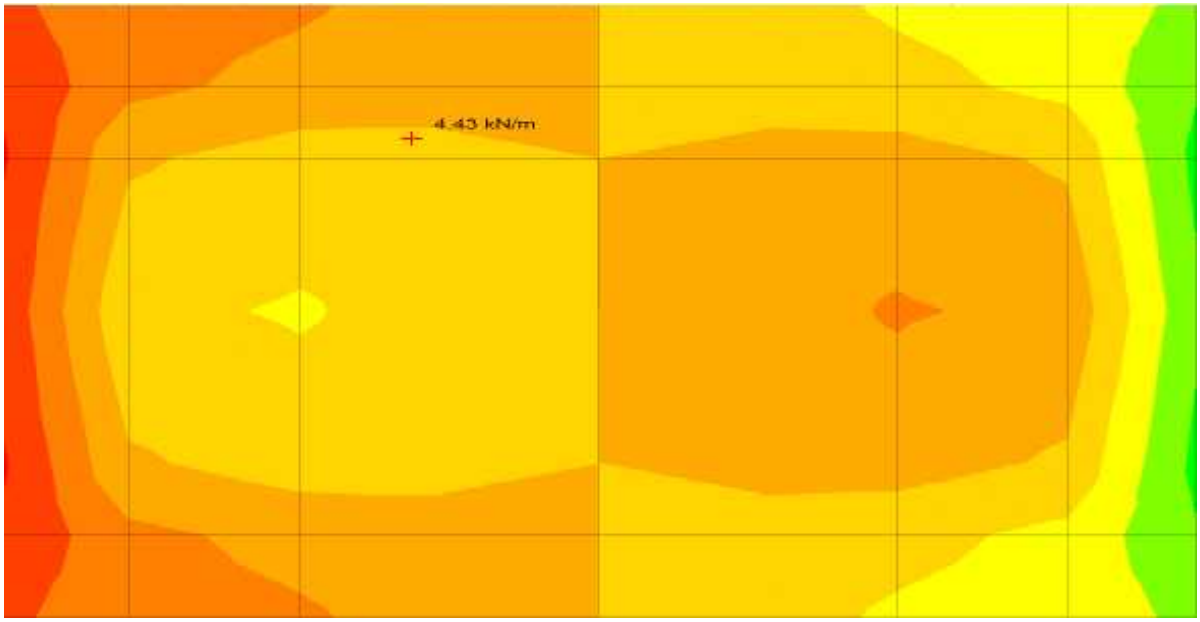


Fig.(4.26) shear in Y-direction for well

$$d = 50 - 7.5 - 1.4 = 41.1cm$$

$$\text{¤}.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * bw * d$$

$$\text{¤}.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 411 * 10^{-3} = 251.68\,KN \qquad \text{(eq. 4.24)}$$

$$Pu_{max} = 145\,KN / m = 138\,x1 = 145\,KN$$

$$\text{¤}.Vc = 251.68\,KN > Pu = 145\,KN \ldots\ldots\ldots .OK$$

4.11.1 Design of bending moment

By using the StaadPro.v8i. Software to analyze the foundation, the moment result is as in the following chart:

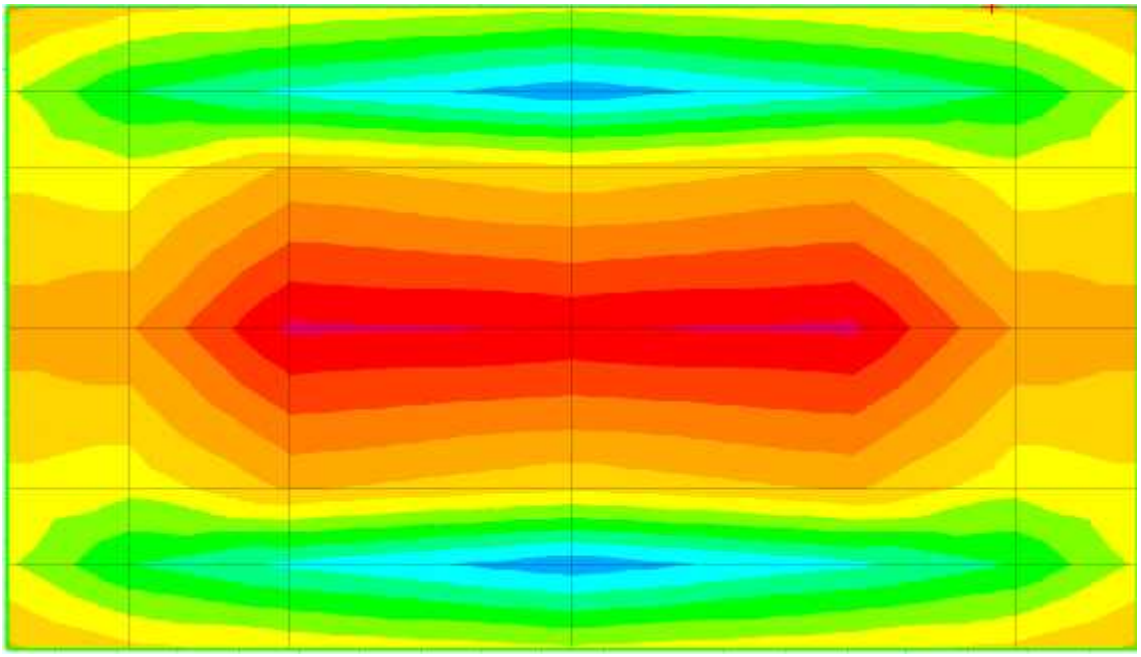


Fig.(4.27) Moment in X-direction for well

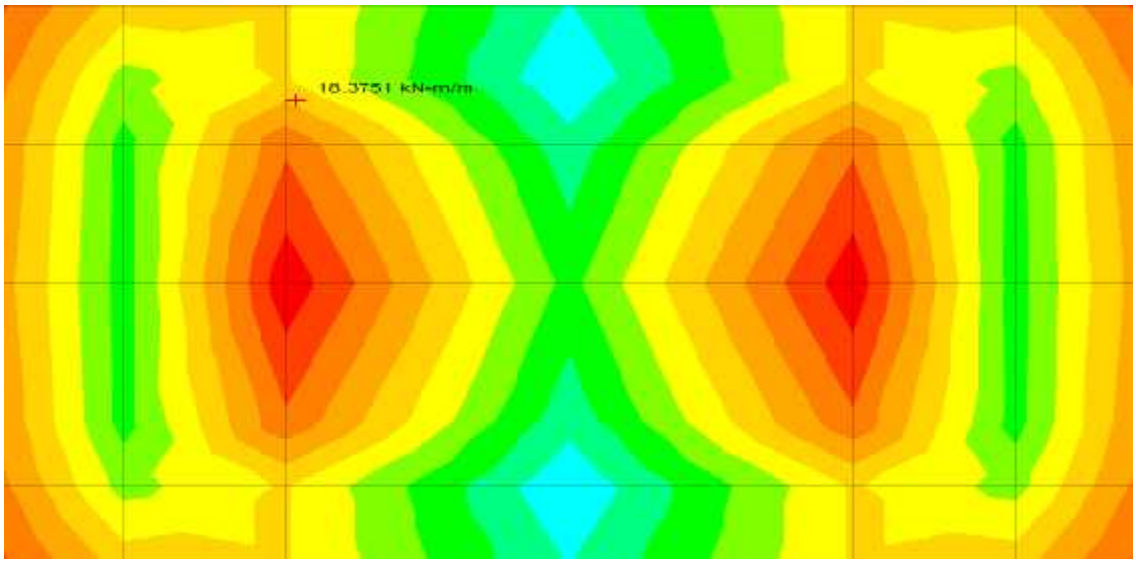


Fig.(4.28) Moment in Y-direction for well

Design In X-directions:

h = 50 cm

$d = 50 - 7.5 - 1.2 = 41.3cm$.

Fy = 420 Mpa.

Fc' = 24 Mpa

Design of Negative Moment

Select 19¤12 @ 20*cm*

As = 19*1.13 = 21.47 cm^2

Design of Positive moment

*Select*19¤12@20*cm*

As = 19*1.13 = 21.47 cm^2

Design In Y-directions:

Design of negative moment

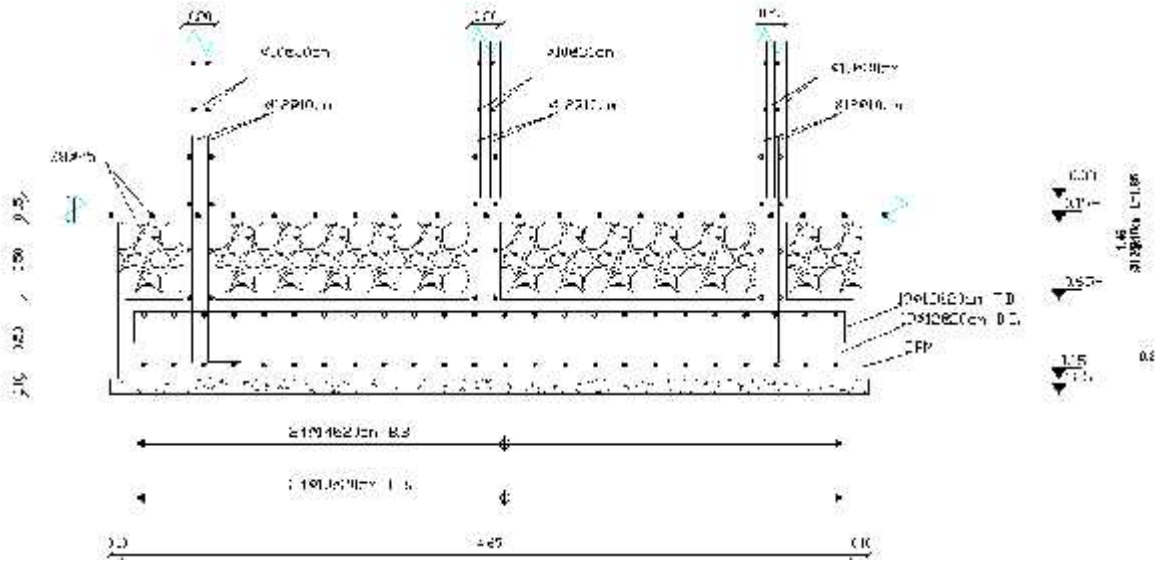
Select 24¤14 @ 20*cm*

As = 24*1.54 = 36.96 cm^2

Design of positive moment

Select 24¤10 @ 20*cm*

As = 24* .79= 18.96 cm^2



4.12 Design of Stairs:

4.12.1 Determination of Slab Thickness:

L = 0.4+3.6 +0.6= 4.6m.

h_{req} = L/ 20 (eq. 4.68)

h_{req} = 460 / 20 = 23 cm

⇒ **Use h = 25cm**.

$\theta = \tan^{-1}(17.6 / 30) = 30.48^{o}$

Cos θ = 0.86

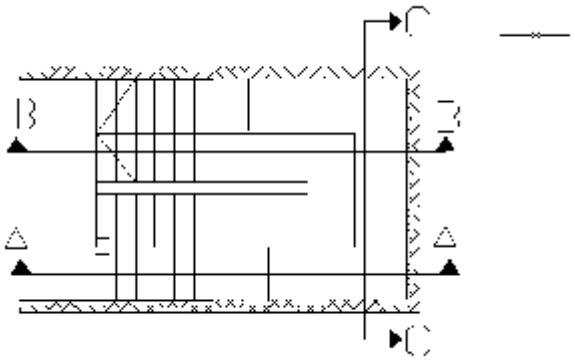


Figure (4-31): Stairs plan

4.12.2 Load Calculations at section (A-A):

4.12.2.1 Load on Stringer:

Dead Load:

Tiles = 0.03*22*((0.33+0.176)/0.30) = **1.1 KN/m**.

mortar = 0.02*23 *((0.176+0.33)/0.3) = **0.776 KN/ m**.

Plaster = (0.03*23)/ (0.86) = **0.802 KN/ m**.

Steps = 0.176*0.5*25*1 = **2.2 KN / m**.

Slab = 0.25 *25/ 0.86 = **7.26 KN/ m**.

Total dead load = **12.13 KN/ m**.

Live load:

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

Factored load

qu =1.2*12.13 + 1.6*5 = 22.5KN/ m^2.

For one meter Strip, *qu* = 22.5 KN/ m.

4.12.2.2 Load on landing:

Dead Load:

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

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

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

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

Total dead load = 8.03 KN/m^2.

Live load:

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

Factored load

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

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

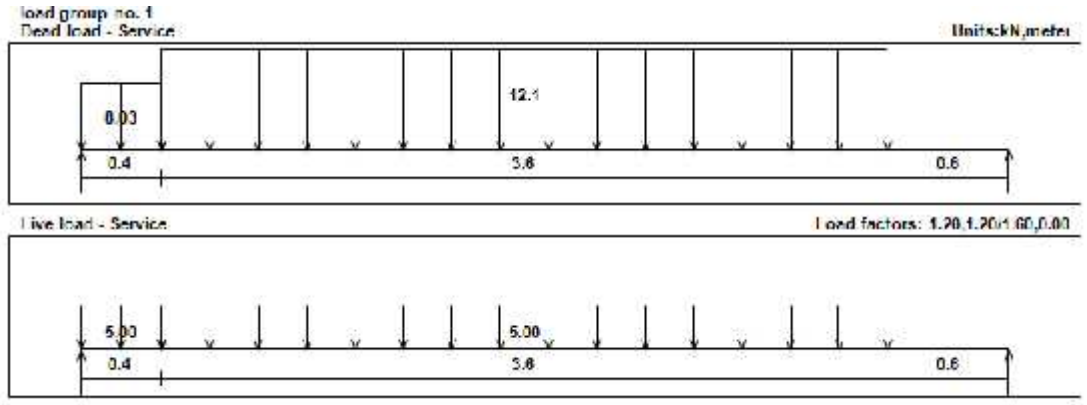


Figure (4-32): Loads on stairs

4.12.3 Design of Shear:

- Assume Ø 12 for main reinforcement:-

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

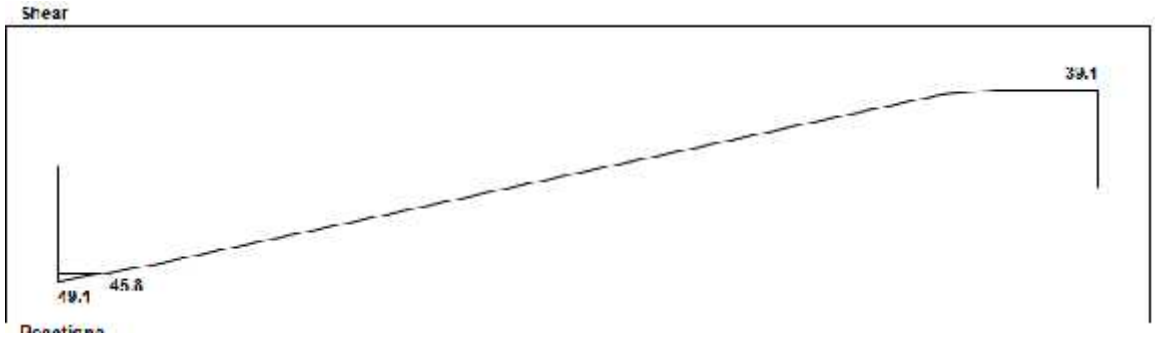


Figure (4-33): Shear Envelope

Vu = 35 KN .

$$\text{¤}Vc = \frac{\text{¤}\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6} \qquad \text{(eq. 4.24)}$$

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

Vu = 48.6 KN <¤Vc = 133.5 KN .

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

4.12.4 Design of Bending Moment:

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair

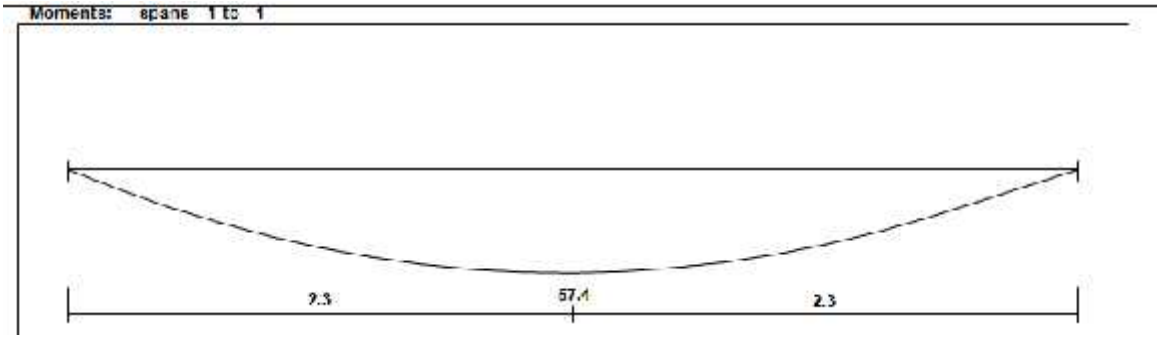


Figure (4-34): Moment Envelope

Mu = 46.8kN.m

Mn = Mu / 0.9 = 46.8 / 0.9 = 52KN.m.

d = 21.8 cm.

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

$$K_n = \frac{52 * 10^6}{1000 * 218^2} = 1.1MPa \ .$$

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

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

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 1.1}{420}}\right) = 2.69 * 10^{-3}$$

As_{req} = $2.83 * 10^{-3} * 100 * 21.8 = 5.87 cm^{2.}$

$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 25 = 4.5 cm^2$

$As_{\min}$ = 4.5 $cm^2 \leq As_{req}$ = 5.87 cm^2

Use Φ 12 >>>587/113 = 5.45

Use1Φ 12 @ 18 cm c/c …….. with As =(100 / 18)*1.13 =6.87 cm².

As provided = 6.46 > As req.……..**OK.**

Check for strain:

Tension = Compression

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

$$687 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 14.14mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{14.14}{0.85} = 16.6mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{218 - 15.6}{15.6} * 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.0363 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.12.5 Secondary reinforcement:

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 25 = 4.5cm^2 \qquad \text{(eq. 4.13)}$$

Use Φ12 @ 20 cm …….. With As = (100 / 20)*1.13 = 5.65 cm².

4.12.6 Stairat section (A-A) Details:

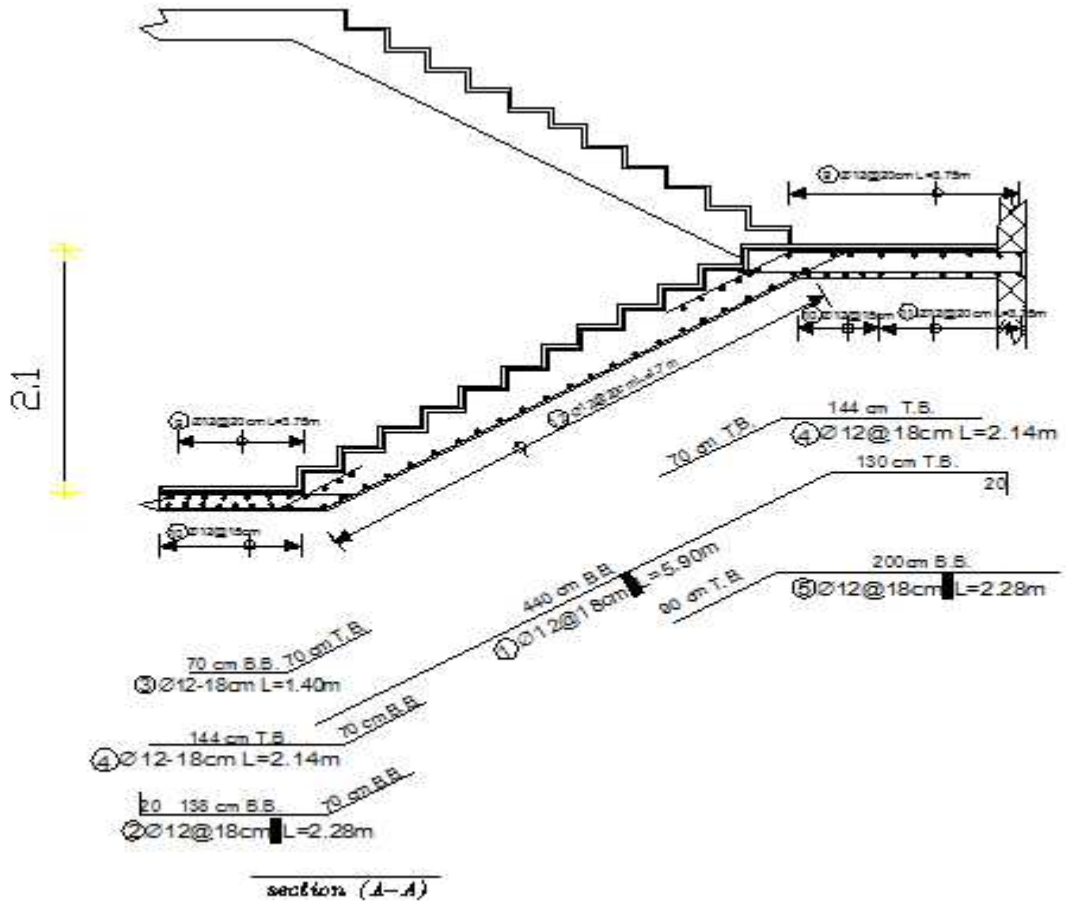


Figure (4-35): Stair Section

- Design for landing (L1):

- Calculate the maximum bending moment:

$Mu_{max} = 79 NK.m$

Mn = Mu / 0.9 = 79 / 0.9 = 87.78 KN.m/m

d = h – 20 – db/2 = 250 – 20 – 12–12/2 = 212 mm

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

$$K_n = \frac{87,.78 * 10^6}{1000 * 212^2} = 1.95 MPa \ .$$

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

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

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.95}{420}}\right) = 0.00488$$

As_{req} = 0.00488*1000*212 = 1034.56 mm^2/m> As_{min} = $450 mm^2$/m…. OK

$$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 mm^2/m$$

Use Φ 12@ 18cm c/c in land loaded flight

- Check for strain:

Tension = Compression

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

$1034.56 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 21.29$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{21.51}{0.85} = 25.1 mm$$

$$£_s = \frac{212 - 25.1}{25.1} * 0.003$$

$£_s = 0.022 \geq 0.005 \longrightarrow ok$

4-13 Design of Shear (WS1)

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

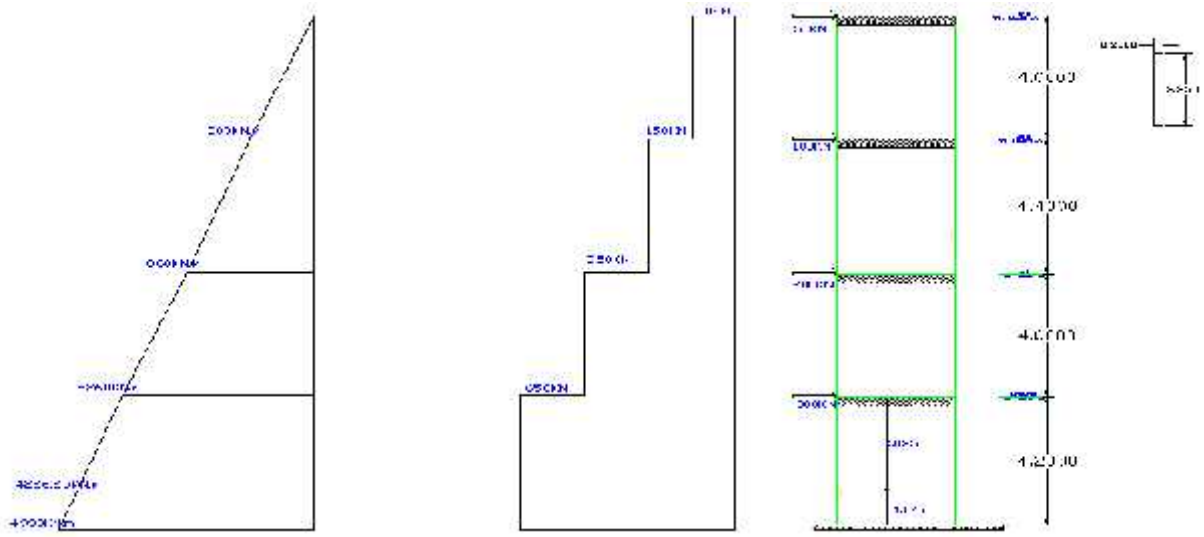


Figure (4-37): Moment & Shear-Diagram for Shear Wall (W26).

Shear Wall Design Parameters:

fc' =24 MPa

fy =420 MPa.

h=20 cm. Shear wall thickness.

L_w= 2.35 m shear wall width

Hw=16.60 m. Stories height.

Design of the Horizontal reinforcement:

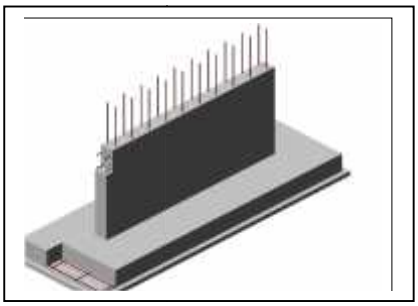
Internal forces & moments:

$$\sum Fx = Vu = 650KN$$

Critical Section

$$\frac{Lw}{2} = \frac{2.35}{2} = 1.175m(Control)$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{16.60}{2} = 8.30m \longrightarrow Mu = 4226.25KN$$



Design it by using Reinforced concrete:

Vu=650 KN

Vn=Vu/0.75 = 866.67KN

Design of shear

$$d = 0.8 * Lw = 0.8 * 2.35 = 1.88 m$$

$$Vc_1 = \frac{1}{6} * \sqrt[2]{fc'} * h * d = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 200 * 1880 * 10^{-3} = 307\,KN\,(Control)$$

$$Vc_2 = \frac{\sqrt[2]{fc'} * h * d}{4} + \frac{N_u * d}{4 * l_w} = \left(\frac{\sqrt{24} * 0.20 * 1.88}{4} + \frac{1 * 1.88}{4 * 2.35}\right) * 10^3 = 660.50\,KN$$

$$Vc_3 = \left(\frac{\sqrt[2]{fc'}}{2} + \frac{l_w\left(\sqrt[2]{fc'} + \frac{2 * N_u}{l_w * h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}}\right) * \frac{h * d}{10}.$$

$$= \left(\frac{\sqrt{24}}{2} + \frac{2.35\left(\sqrt{24} + \frac{2 * 1}{2.35 * 0.20}\right)}{\frac{4226.25}{650} - \frac{2.35}{2}}\right) * \frac{0.2 * 1.88}{10} * 10^3 = 243.94\,KN\,(Control)$$

$$Vs = Vn - Vc1$$

$$Vs = 866.67 - 243.94 = 378.78\,KN \longrightarrow \underline{not\ \ but\ \ se\ \min}\left(\frac{Av_h}{S}\right)$$

$$\left(\frac{Av_h}{S}\right)_{\min} = 0.0025 * h = 0.0025 * 0.2 = 0.5 * 10^{-3}\,m(Control)$$

$$S_{\max} = \frac{Lw}{5} = 2350 / 5 = 470\,mm.$$

$$S_{\max} = 3 * h = 3 * 200 = 600\,mm$$

$$select \longrightarrow 2\text{¤}10 \longrightarrow As = 1.58\,cm2$$

$$\frac{Av}{S_{req}} = 0.5mm$$

$$\frac{158}{S_{req}} = 0.5 \rightarrow S_{req} = 316\,mm\,(Control)$$

$$Select\ .....S = 30\,cm < Sreq. = 31.6\,cm$$

$$S\ \ selected\ = 20\,cm < 75\,cm < 86\,cm$$

$$use....2\text{¤}10\ @\ 20\,cm\,(c/c)in\ 2\ \ layer$$

Select 2Φ10/30cm. In tow layer

Design of the Vertical reinforcement:

$$A_{vv} = (0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{hw}{lw})(\frac{Avh}{Sh} - 0.0025))S_1 h_1 \text{.....(eq.4.74)}$$

$$\frac{A_{vv}}{S_1} = (0.0025 + 0.5(2.5 - 7.06)(\frac{158}{200 * 250} - 0.0025)) * 200 = 0.5$$

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{16.60}{2.35} = 7.06 \le 2.5$$

$$\frac{A_{vv}}{S_1} = 0.5$$

$$S_1 = \frac{1}{3} L_w = \frac{1}{3} \times 2350 = 783.3mm$$

$$S_1 = 3 \times h = 3 \times 200 = 600mm$$

$$Select\ 2¤10\ With\ area\ As = 158mm^2$$

$$\frac{158}{S1} = 0.5$$

$$\therefore S_1 = 316mm(Control)$$

$$Select\ S_1 = 25cm < 31.16cm$$

$$S = 25cm$$

$$\longrightarrow Select\ 2¤10 / 25cm\ c / c$$

Select 2Φ10/25cm. In tow layer

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

0

٥.١ مقدمة.
٥.٢ النتائج .
٥.٣ التوصيات .

٥-١ المقدمه :

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد الى الكثير من الامور، بعد دراسة جميع المتطلبات تم اعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة لكلية الفنون المقترحة المقترح بناءها في مدينه الخليل .

وتم اعداد المخططات الانشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء، ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والانشائية للمبنى.

٥-٢ النتائج:

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادرا على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.
4. برامج الحاسوب المستخدمة :

هناك عدة برامج حاسوب تم استخدمها في هذا المشروع وهي:

a) AUTOCAD 2010/2007 : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b) STAAD PRO: وذلك لإجراء التحاليل الإنشائية لبعض العناصر الإنشائية.
c) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
d) SAP2000: لتصميم بعض العناصر الإنشائية (Truss).
e) (Office XP) : تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.
f) Etabs: لتحليل وتصميم جدران القص.

7. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.

٥-٣ التوصيات :

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم. حيث نود هنا ــ من خلال هذه التجربة ــ أن نقدم مجموعة من التوصيات، نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن يخطط لاختيار مشاريع ذات طابع إنشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم إختيار مواد البناء مع تحديد النظام الإنشائي للمبنى. ولابد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحمل تربة الموقع، من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق الهندسي المعماري. ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة، بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في كافة أنحاء المبنى؛ ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.