بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لمدرسة نموذجية مقترحة

فريق العمل

علاء عزام اعبيدو عبد الحي والي شحاده

محمد رامي سدر

إشراف

د. هيثم عياد

مشروع التخرج

مقدم الى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنيك فلسطين

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية تخصص هندسة المباني

جامعة بوليتكنيك فلسطين

فلسطين - الخليل

كانون أول ٢٠١٠م

`بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مقدمة مشروع التخرج

التصميم الانشائي لمدرسة نموذجية مقترحة

فريق العمل

١ـ عبد الحي وائل شحادة ٢ـ علاء عزام اعبيدو ٣ـ محمد راسم سدر

إشراف:-

د.هيثم عياد

Dec-٢٠١٠

الخليل فلسطين

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مقدمة مشروع التخرج

التصميم الانشائي لمدرسة نموذجية مقترحة

فريق العمل

١- عبد الحي وائل شحادة ٢- علاء عزام اعبيدو ٣- محمد راسم سدر

إشراف:-

د.هيثم عياد

الخليل- فلسطين

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

اسم المشروع
التصميم الانشائي لمدرسة نموذجية مقترحة

فريق العمل
١- عبد الحي وائل شحادة ٢- علاء عزام اعبيدو ٣- محمد راسم سدر

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

توقيع المشرف
د. هيثم عياد
.....

توقيع اللجنة الممتحنة

....

توقيع رئيس الدائرة.
أ.خليل كرامه
.....

الإهداء

نهدي هذا العمل المتواضع بكل فخر واعتزاز الى.....

إلى جامعتنا العريقة مربية الاجيال وصرح المهندسين ..... جامعة بولتيكنك فلسطين.....

الى الآباء والأمهات الذين ربوا أبناءهم على مائدة القرآن الكريم....

إلى الرسول الأعظم رسولنا الكريم ورسول البشرية جمعاء.....

إلى الاعزاء على قلوبنا .....اخواننا

الى امهات الشهداء والجرحى والاسرى البواسل.....

الى كل زملائنا في مراحل الدرلسة .....
الى لساتذتنا ومعلمينا الكرام.....

الى امنـــــــــــــــــــــا.....

فلسطين نهدي جهدنا

الشكر و التقدير

شكرنا لله عز وجل.....

نتقدم نحن فريق العمل بالشكر الجزيل لكل من:_

جامعتنا العريقة الموقرة ، جامعة بولتكنك فلسطين، وكليه الهندسة والتكنولوجيا ، ودائرة الهندسة المدنيه والمعمارية بكافة مدرسيها وطاقمها الاكاديمي والاداري الذي ساهم بكل طاقاته وجهده من اجل تخريجنا .

خاص إلى آبائنا وأمهاتنا.....

جميع الاساتذة الكرام بالجامعة ونخص بالذكر الاستاذ الدكتور هيثم عياد الذي لم يتوانى ولو للحظات من اجل مساعدتنا بكل الجهد من اجل اجتياز هذه المرحلة والسير نحو التخرج

مكتبة جامعة بولتيكنك فلسطين ، وجميع القائمين والعاملين لديها

خاص الى كل من أحب الخير لنا ولأمتنا.....

خاص الى كل من ساعدنا ولو بجهد بسيط.....

التصميم الانشائي لمدرسة نموذجيه مقترحة

فريق العمل:

١- عبد الحي وائل شحادة ٢- علاء عزام اعبيدو ٣- محمد راسم سدر

جامعة بوليتكنك فلسطين- ٢٠١٠م

إشراف:

د.هثم عياد

ملخص المشروع

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لمدرسة نموذجية مقترحة بكافة ما تحتويه هذه المدرسة من العناصر الانشائية التي تقوم عليها أي مدرسة اخرى نموذجيه(**جسور ، اسلسات، أعمده**) وغير ذلك من العناصر الانشائيه، علما بان هذه المدرسة تتالف من طابقين.

تم اختيار هذا المشروع نظرا لحاجتنا في هذه الايام الى مدارس نموذجيه تحتوي على جميع الخدمات الطلابية من خدمات، علمية وترفيهيه ونشاطات رياضية ومختبرات وغرفة طوارىء ، بسبب افتقار مدارسنا الى هذه النشاطات التى تجعل طلابنا يرغبون بالدراسة بشكل اكثر مما هو عليه.

باذن الله تعالى سوف يتم التصميم للعناصر الانشائيه في هذه المدرسة ، بناءا على الكود الأميريكي(ACI) **وسوف** يتم التصميم على بعض البرامج مثل برنامج ال :- (Ater& stad proo & SAFE12) **وبعض البرامج الاخرى التي** سوف نستعين بها من اجل التصميم والرسم مثل برنامج ال :- (Autocad 2007).

من المتوقع بعد الانتهاء من المشروع واتمامه _**بعون الله تعالى** _ ان نكون قادرين على تصميم جميع العناصر الانشائية **للمدرسة كاملة**.

والله ولي التوفيق

Structural Design of proposed model school

Team:

Alaa Azzam Aobeido
AbdelHai Wael Shehadeh
Mohammed Rasim Sider
Palestine Polytechnic University - 2010
Supervised by: D. Haitham Ayad

Project Summary :

The main idea of this project are summarized in the structural design of the proposed model schools. The design include all the content of the school structural elements upon which any other school model (bridges, foundations, columns) and other structural elements, note that this school consists of two floors.
the purpose of selection of this project is the essential of the Model Schools containing all the services of student needs, scientific, recreational , sports activities, laboratories and emergency rooms, and because of the lack of these schools which have these activities will be encourage the students to study more and more.
with God Almighty will design the structural elements of this school, based on the american code, (ACI) and we will use some programs, such as the: - (atir & stad pro & SAFE12) and some other programs such as (Autocad 2007).

we expected after the completion of the project to be able to design all the structural elements of the entire school.

الفهرس

الموضوع		رقم الصفحة
صفحة الإهداء		iv
صفحة الشكر والتقدير		v
صفحة الملخص باللغة العربية		vi
صفحة الملخص باللغة الانجليزية		vii
الفهرس		x
قائمة الاختصارات		

رقم الصفحة		
الفصل الأول	المقـدمـة	١
١-١	المقدمة	٢
1-2	مشكلة البحث	٢
1-3	نظرة عامة على المشروع	٢
1-4	الهدف من المشروع	٣
1-5	خطوات المشروع	٣
1-6	نطاق المشروع	4
الفصل الثاني	الوصف المعماري للمشروع	5
٢-١	لمحة عامة عن المشروع	6
٢-٢	دراسة عناصر المشروع	٦
	٢-٢-١ الطابق الارضي	٦
	٢-٢-٢ الطابق الاول	٧
٢-٣	النواحي المعمارية	٨
	2-3-1 الحركة	٨
٢-٤	الواجهات	١٢

الفصل الثالث	الدراسات الانشائية	١٧
٣-١	مقدمة	١٨
٣-٢	هدف التصميم الإنشائي	١٨
٣-٣	دراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل	١٨
	3-3-1 الأحمال	١٩
	3-3-1-1 الأحمال الميتة	١٩
	3-3-1-2 الأحمال الحية	٢٠
	3-3-1-3 الأحمال البيئية	٢٠
3-4	العناصر الإنشائية	٢١
	3-4-1 العقدات	٢٢
	3-4-1-1 العقدات المصمتة (Solid Slabs)	٢٣
	3-4-1-2 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٢٣
	3-4-1-3 عقدات العصب ذات الاتجاهين	٢٤
	3-4-2 الجسور	٢٤
	3-4-3 ٣-٤-٣ الأعمدة	٢٥
	3-4-4 الجدران الحاملة (جدران القص)	٢٦
	3-4-5 فواصل التمدد	٢٦
	3-4-6 الأساسات	٢٧
	3-4-7 الأدراج	٢٨
	3-4-8 الجدران الاستنادية	٢٨

Chapter 4 Structural Analysis And Design

Sections	*Section Name*	*Page No.*
	Structural Analysis And Design	٢٩
4-1	**Introduction**	٢٩
4-2	**Factored Loads**	٣٠
4-3	**Determination of Thickness**	٣٠
	4-3-1 Determination of Thickness for One Way Rib Slab	٣٠
4-4	**Load Calculation**	٣٠
	4-4-1 Design of one- way ribbed slab	٣٠
4-5	**Design of shear**	٣٤
	4-5-1 Design of Positive Moment for (Rib)	٣٤
	4-5-2 Design of negative Moment for (Rib)	**38**
4-6	**Design of Topping**	**40**
4-7	**Design of Beam**	**42**
	4-7-1 Design of Positive Moment for beam	**43**
	4-7-2 Design of negative Moment for beam	**50**
4-8	**Design of Shear for BEAM**	**54**

الملحقات

الفصل الخامس

5-1	المخططات المعمارية	ii
5-2	المصادر والمراجع	ii

فهرس الجداول

الجدول	رقم الصفحة
جدول(١- ١): الجدول الزمني المقترح .	٤
جدول (3-1): الكثافات النوعية للمواد المستخدمة	19
جدول(3-2): الأحمال الحية المستخدمة لعناصر المبنى	20
جدول(3-3): أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	21
جدول(4-1): Calculation of the total dead load for one way rib slab.	31
جدول (٤-٢): Calculation of the total dead load for two way rib slab	40

فهرس الأشكال والرسومات

اسم الشكل	رقم الصفحة

الشكل (١-١): الجدول الزمني للمشروع	xviii
الشكل (2-2-1): الطابق الارضي	6
الشكل (٢-٢-٢): الطابق الاول	٧
الشكل (2-3-1): الحركة داخل المبنى	9
الشكل (2-3-2): محور حركه المشاه ووصول الزائرين	١٠
الشكل (2-3-3): حركه الطلاب داخل المبنى	١١
الشكل (2-3-4): صورة للموقع العام والحركة خارج المبنى	١٢
الشكل (2-4-1): الواجهة الجنوبيه	13
الشكل (٢-٤-٢): الواجهة الشماليه .	١٤
الشكل (2-4-3): الواجهة الغربية.	١٥
الشكل (2-4-4): الواجهة الشرقية .	١٦
الشكل رقم (١ - ٣) : بعض العناصر الانشائية المكونة للمباني	2٢
الشكل رقم(٢ – ٣):عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	23
الشكل رقم(٣ – ٣): عقدات العصب ذات الاتجاهين.	24
الشكل رقم(4 - 3): أشكال الجسور.	24
الشكل رقم(5- 3): أحد أشكال الأعمدة.	25
الشكل رقم(6 – 3): جدار القص.	26
الشكل رقم(7 - 3): شكل أحد الأسلاك"لبطن مفرد".	27
الشكل رقم(8 -3): تسليح الأدراج.	28
الشكل رقم(9 -3): جدار لستادي.	28

List of Figures

Description **Page. No**

Fig. (4-1) One way rib slab. **31**

Fig. (4-2) Geometry for rib. **32**

Fig. (4-3) loading on the rib . **32**

Fig(4 -4) Moment/shear envelop for rib. **32**

Fig(4 -5) Moment/shear envelop **33**

Fig(4-6) reaction. **33**

Fig. (4-7) Geometry for beam. **42**

Fig. (4-8) loading on the beam . **42**

Fig(4 -9) Moment/shear envelop forbeam. **42**

Fig. (4-10) moment/shear envelop for beam **43**

Fig(4-11) reaction. **43**

List of Abbreviations

- As = area of non-prestressed tension reinforcement.
- 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.
- DL = dead loads.
- LL = live loads.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- Ec = modulus of elasticity of concrete.
- Fy = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- h = overall thickness of member.
- I = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.
- Ln = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- M = bending moment.
- Mu = factored moment at section.
- Mn = nominal moment.
- S = Spacing of shear 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.
- W = width of beam or rib.
- Φ = strength reduction factor.
- ρ = ratio between area of concrete to area of steel .

علم(٢٠١٠-٢٠١١)

الفعاليات / الأسابيع	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	١٧	١٨	١٩	٢٠	٢١	٢٢	٢٣	٢٤	٢٥	٢٦	٢٧	٢٨
اختيار المشروع																												
دراسة المخططات المعمارية																												
توزيع الأعمدة																												
دراسة المبنى إنشائياً																												
التحليل الإنشائي																												
التصميم الإنشائي																												
إعداد المخططات																												
كتابة المشروع																												
عرض المشروع																												

الشكل (١-١) جدول الترتيب الزمني.

ملاحظة:

المربع الأحمر في منتصف الجدول يشير الى موعد تسليم مقدمة المشروع في الأسبوع الرابع عشر.

المربع الأحمر في آخر الجدول يشير الى موعد تسليم المشروع في الاسبوع الثلاثون .

الفصل الاول

1 المقدمـة

(١-١) المقدمة.

(1-2) مشكلة البحث.

(١-٣) نظرة عامة.

(١-٤) الهدف من المشروع.

(١-٥) خطوات المشروع.

(1-6) نطاق المشروع.

الفصل الأول

١-١ المقدمه :

كلمة الحضارة تعني اعتبارات كثيرة يجب أن يتصف بها الشخص أو الامة كي نستطيع القول بأن الانسان أو تلك الامة متحضرون ، ومن أهم صفات التحضر للمجتمع هو الرقي بالمستوى الثقافي والعلمي من خلال انشاء المدارس والجامعات على ارض الوطن حيث ان مجتمعنا يفتقر للمدارس النموذجية الفعلية على ارضه.

وعلى وجهة الخصوص فإن الشعب الفلسطيني في طور التطور والنمو، لذلك لا بد من مواكبة هذا التطور وذلك عن طريق توفر مثل هذه المدارس وخصوصا على ارض الوطن ومن هنا جاءت فكرة اقتراح لانشاء مدرسة نموذجيه من اجل ان يستفيد منها اطفالنا وطلابنا في المستقبل القريب باذن الله تعالى.

١-٢ مشكلة البحث :

تكمن مشكلة البحث في هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر المكونة للمبنى الذي ستجرى عليه الدراسة وهو " مدرسة نموذجية مقترحه ".

حيث سيتم تحليل جميع القوى والأحمال الواقعة على كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل العقدات والجسور والأعصاب والأعمدة ...الخ ومن ثم تحديد أبعادها وحساب حديد التسليح اللازم لها.

1-3 نظرة عامة :

نظراً لازدياد اعداد الطلبة واحتياجاتهم ولأهمية المدارس في النهوض في المستوى الثقافي للناس بشكل عام ولطلبة المدارس بشكل خاص، فقد برزت هنا أهمية ايجاد مدرسة نموذجية مقترحة ، وبما أن مدارس الوطن تعاني من عدم توفر هذا النوع من المدارس كان حرياً بنا أن نقوم بتصميم مشروع المدرسة النموذجية المقترحة املين من المولى عز وجل ان يتم في المستقبل القريب تنفيذ مثل هذه المدرسة على ارض وطننا الحبيب..

1-4 الهدف من المشروع :

يكمن الهدف الاساسي من اجراء هذا المشروع ، في اجراء التصميم الانشائي لمدرسة مكونة من طابقين ، وذلك من اجل اكتساب واتقان مهارة التصميم الانشائي بشكل عام ، وذلك عن طريق القيام بعملية التصميم الانشائي لجميع العناصر الانشائية في هذا المبنى المذكور ، ويشمل ذلك جميع متطلبات التصميم ، من تحديد للنظام

الانشائي وللاحمال ، ثم اجراء التحليل والتصميم لجميع هذه العناصر الانشائية المختلفة بمختلف البرامج التي اكتسبنا من خلالها الخبرة في التحليل والتصميم الانشائي لاي مبنى .

ثم يتم بعد ذلك اعداد المخططات الانشائية التنفيذية كاملة للمبنى بحيث يسهل قراءتها وتفسيرها من خلال المهندسين المنفذين بمختلف جنسياتهم ، وذلك حسب اللغة الهندسية المتعارف عليها في كافة ارجاء العالم.

1-5 خطوات المشروع :

١- دراسة المشروع معماريا .
٢- تحديد العناصر الإنشائية .
٣- تحديد الأحمال المختلفة .
٤- التحليل الإنشائي للعناصر .
٥- التصميم الإنشائي للعناصر .
٦- إعداد المخططات التنفيذية .

1-6 نطاق المشروع :

يشتمل هذا المشروع على **ست** فصول، وهي:

١- **الفصل الأول**: حيث يشمل المقدمة، ومشكلة المشروع، وأسباب اختيار المشروع وأهميته.

٢- **الفصل الثاني**: يتضمن الوصف المعماري للمشروع، وفيه نبين متطلبات التصميم لهذا النوع من المنشآت.

٣- **الفصل الثالث**: يحتوي على وصف العناصر الإنشائية للمبنى.

٤- **الفصل الرابع**: يحتوي التحليل والتصميم الإنشائي لكافة العناصر الإنشائية.

٥- **الفصل الخامس**: النتائج والتوصيات.

٦- **الفصل السادس**: إعداد المخططات التنفيذية.

الفصل الثاني

2

الوصف المعماري للمشروع

(2-1) لمحه عامه عن المشروع.

(٢-٢)دراسة عناصر المشروع.

(٢-٣) النواحي المعمارية.

(٢-٤)الواجهات.

(2-1) لمحة عامة عن المشروع:

كانت فكرة التصميم هي عمل مدرسة نموذجية تحتوي العديد من العناصر الانشائية المختلفة ، وذلك نتيجة الى حاجة المجتمع الى توفر مثل هذه المدارس النموذجية في ظل الوطن وما يعانيه ، بحيث يتم استيعاب العملية التربوية بالشكل الصحيح والراحة النفسية للطلاب والمدرسين مع الاخذ بعين الاعتبار استيعاب المدرسة لاكبر عدد ممكن من الطلبة نتيجة لازدياد عدد الطلاب بشكل مطرد في وقتنا الحاضر.

(2-2) دراسة عناصر المشروع:

تتكون المدرسة من طابقين، وتبلغ المساحة الكلية للمدرسة ٩١٠٦ م٢ غير شاملة لمساحة الملاعب.

مستويات المدرسة وفعالياتها :

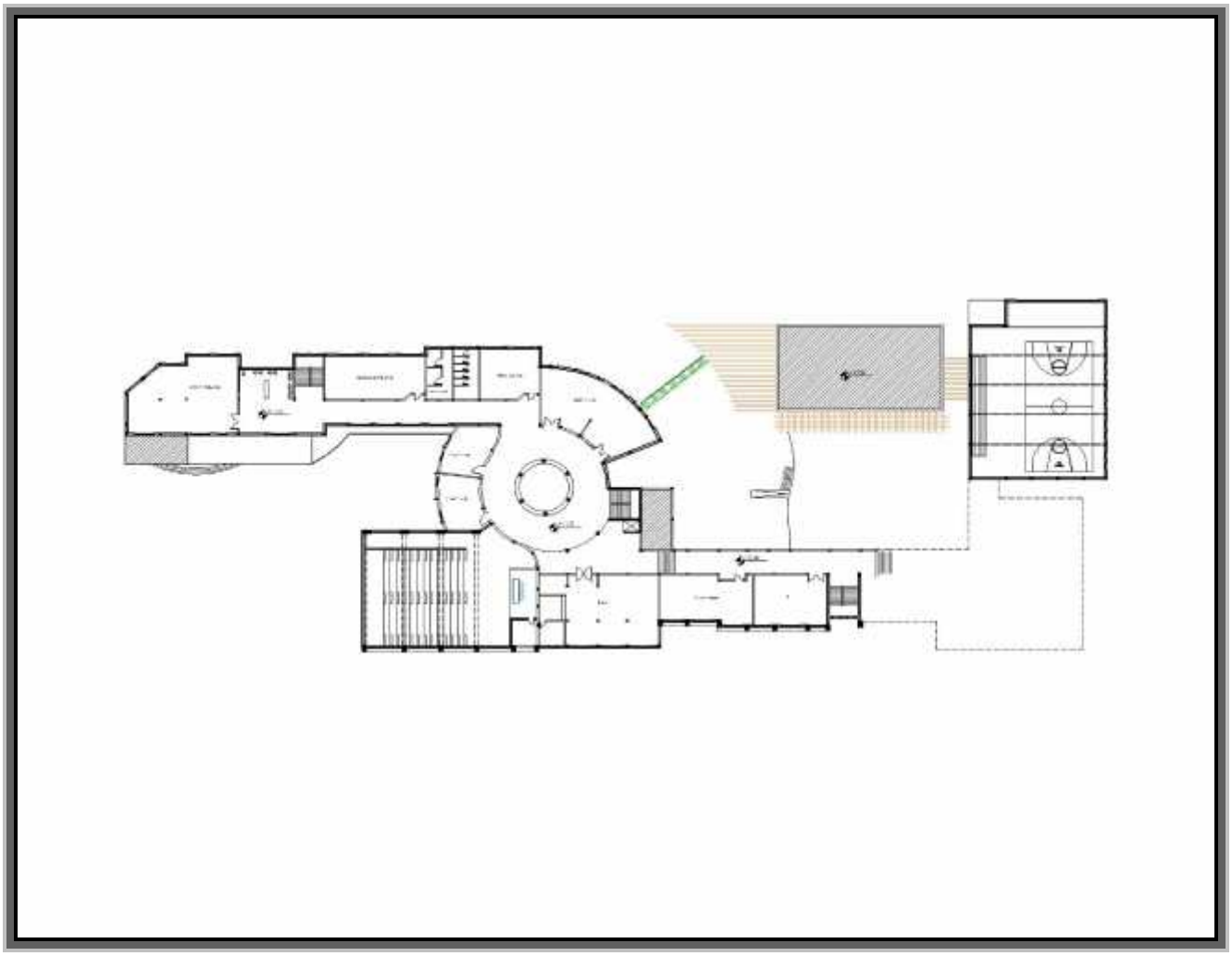
(٢-٢-١)الطابق الارضي :

الشكل رقم (2-2-1): GROUND FLOOR PLAN

تبلغ مساحة هذا الطابق ٣٣٠٠م٢ تقريبا ، تم استغلال هذا الطابق كغرف صفية وتم تقسيم الفعاليات المختلفة في هذا الطابق بشكل مناسب حيث تم عمل غرف للادارة وقاعة متعددة الاغراض من اجتماعات ومسرحيات وغير ذلك ..... ، وكذلك يحتوي الطابق الارضي على مختبر الكمبيوتر وغرفة للطبيب وغرفة للمعلمين، ومخزن ومطبخ وغرفة مقابلات ، وكفتيريا بالاضافة الى الممرات اللازمة وبيت الدرج.

اما المساحة الخارجية خارج الطابق الارضي فهي تحتوي على غرفة صفية لطلاب المختبرات الخارجية مثل مختبر الكيمياء ، ايضا يوجد لدنيا ملعب ومدرج.

(2-2-2)الطابق الاول:



الشكل رقم(٢-٢-٢): First FLOOR PLAN

تبلغ مساحة الطابق الاول ٣٤٠٠م٢

فعاليات الطابق الاول :

١- مكتبه.

٢- مصلى للطلبة والمدرسين .

٣-مختبر .

٤- مختبر الانترنت والحاسوب .

٥- غرفة للموسيقى والعزف .

٦- قاعة متعددة الإغراض.

٧- بعض الغرف الصفية.

(2-3) النواحي المعمارية:

2-3-1 الحركة :

تتعدد أشكال الحركة في المبنى ، حيث تم مراعاة الراحة والامان والسهولة في الحركة ، والتي تتمثل خارجيا في الوصول الى المدرسة و داخليا بالحركة الافقية والعمودية .

فقد روعي في الحركة الخارجية للمبنى توفير مدخلين يتم من خلالهما وصول السيارات الى الطابق الارضي كما هو موضح في الشكل (2-3-1)

الشكل (2-3-1)

اما بالنسبة لحركة المشاه يبين الشكل المداخل المتنوعة والادراج بالمناسيب المختلفة من حول المدرسة والتي تساعد على الخروج الفوري في حالة الطوارىء وكذلك سهولة وصول الزائرين والمدرسين حيث مواقف السيارات للعاملين والزائرين متوافره بشكل جيد كما هو موضح بالشكل (2-3-2)

الشكل رقم (2-3-2)

الحركة داخل المدرسة :

هي عبارة عن الحركة الافقيه التي تتم من خلال ساحة تتفرع منها ممرات داخل المدرسة .

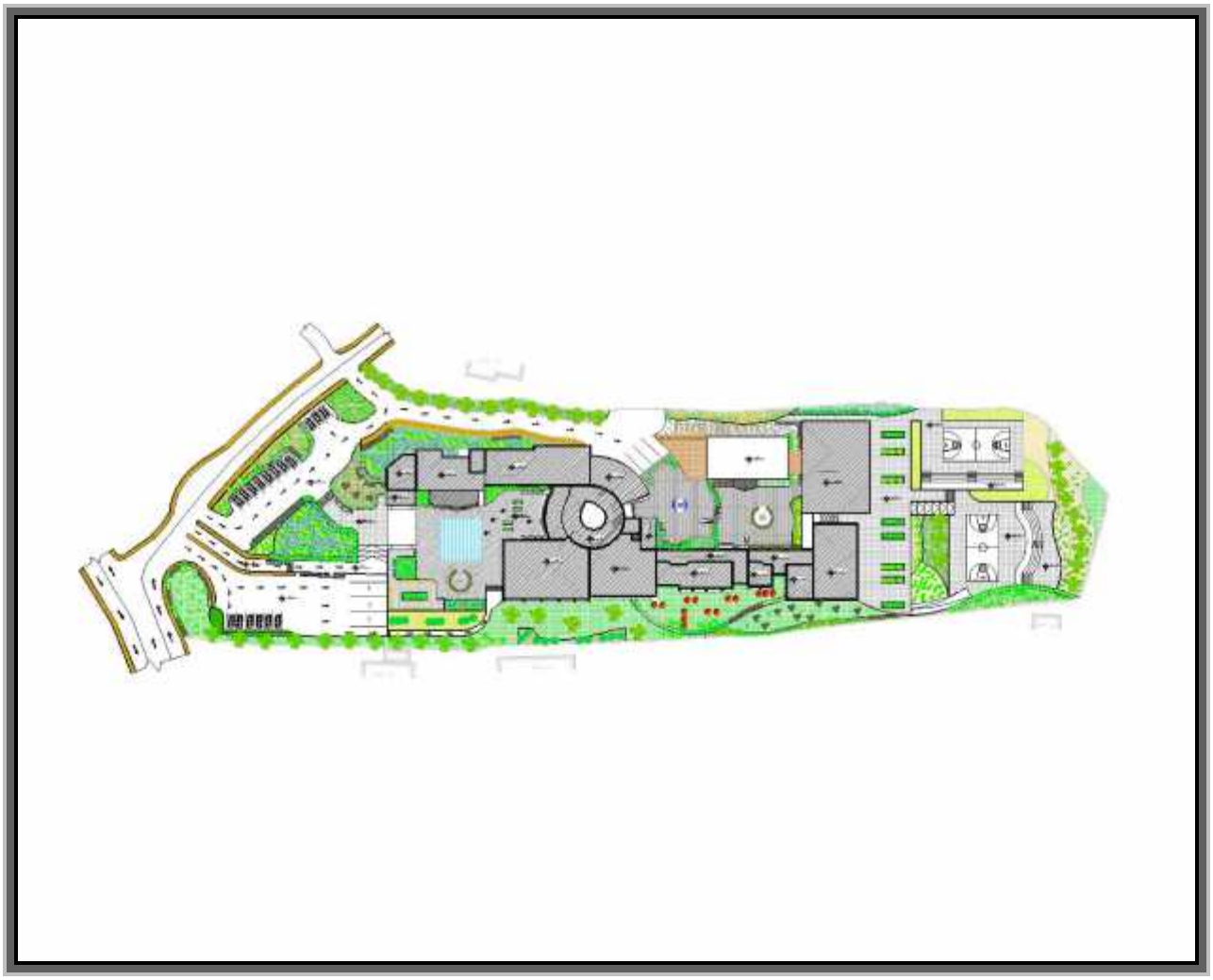
اما الحركة العمودية في المبنى تنقسم الى نوعين من الاحركة:

الاولى : هي حركة الزائرين والعاملين .

الثانيه: هي حركة الطلاب والتي تتم من خلال الادراج.

والشكل (3-3-2) يوضح الحركة.....

الشكل (3-3-2)



الشكل (4-3-2)

الشكل (4-3-2) يوضح لنا بشكل مفصل كيفية الحركة داخل وخارج المبنى من خلال القاء نظرة على الموقع العام .

(4-2) الواجهات:

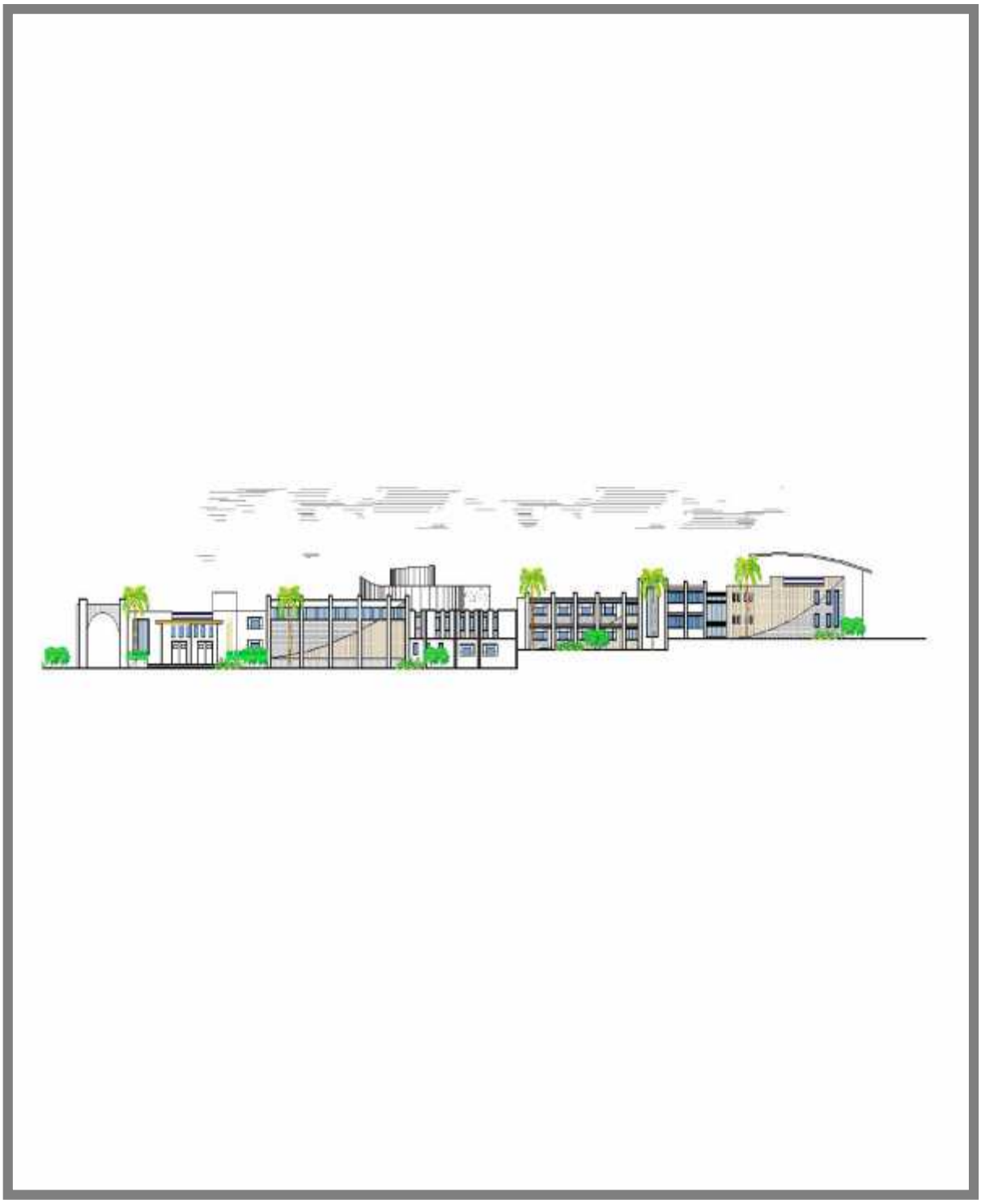
ان من اهم الصور المعماريه التي يجب اخذها بعين الاعتبار هي الواجهات التي من خلالها يتم اظهار الصوره المعماريه للمبنى بالاظافة الى معرفة ارتفاعات المبنى كما هو واضح بالشرح الاتي:-

١- الواجهة الجنوبية :

عند النظر الى الواجهة الرئيسية (الجنوبية) تجد الابداع المعماري في تنوع الكتل المعمارية ذات المناسيب المتفاوتة والتي اضافت طابع جمالي للواجهة .

كما وتتنوع انواع الحجر المستخدمة والوانها ، كما تحتوي الواجهة على كتلة دائرية التي تعطي نوع جديد من لشكل المباني .

الشكل رقم (1-4-2): الواجهة الجنوبية

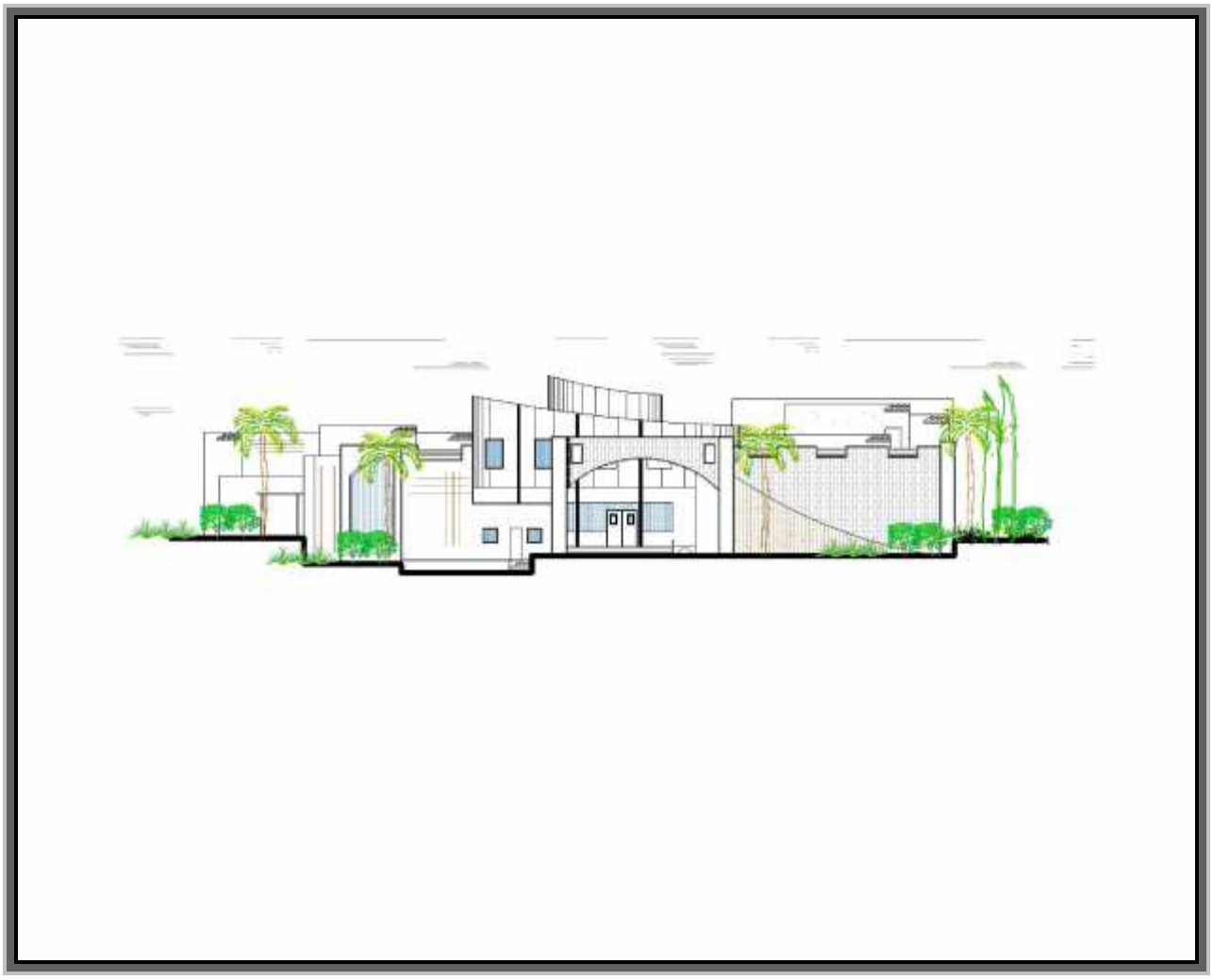


الشكل (2-4-2)

2- الواجهة الشمالية:

عند النظر في الواجهة الشمالية تشاهد فيها الابداع المعماري الذي يتمثل في المنحنيات التي تضفي على المظهر المعماري التنوع والجمال والابداع وكذلك القوس والحركة الدائرية والانحناء والتدرج.

٣- الواجهة الغربية:-



الشكل (3-4-2)

الشكل رقم (4-4-2): الواجهة الشرقية

يتجلى ايضا الجمال المعماري في هذه الواجهة عندما تشاهد فيها التنوع في التصميم المعماري وجمال المدخل والانحناء في الواجهة والقبة الدائرية الشكل كذلك تشاهد فيها الاختلاف في المناسيب .

ع- الواجهة الشرقية:

نلاحظ في هذه الواجهة ايضا كيفية الترتيب والتنوع في الاضاءة الداخلية للمبنى من خلال توزيع الفتحات الجميلة وكذلك تنوع الحجر المستخدم في هذه الواجهة ايضا.

الفصل الثالث

3 الدراسات الإنشائية

3-1 مقدمة

3-2 هدف التصميم الإنشائي

3-3 الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل

3-3-1 الأحمال

3-3-1-1 الأحمال الميتة

3-3-1-2 الأحمال الحية

3-3-1-3 الأحمال البيئية

3-4 العناصر الانشائية المستخدمة

3-4-1 القدلت

3-4-2 الجسور

3-4-3 الأعمدة

3-4-4 الجدران الحاملة (جدران القص)

3-4-5 فواصل التمدد

3-4-6 لسلسلات

3-4-7 الأدراج

3-4-8 الجدران الإستنادية

3-1 مقدمة:

بعد أن تم دراسة المشروع من الناحية المعمارية لابد من تطبيق جميع الأفكار والمقترحات المعمارية للمبنى من خلال تصميم انشائي يلبى هذه الافكار والقوانين الهندسيه ، والهدف الرئيسي لعملية التصميم الانشائي هو ضمان وجود مزايا التشغيل فيه مع الاخذ بعين الاعتبار الابعاد الاقتصادية له.

يعتمد التصميم الانشائي بشكل اساسي على تصميم كافه العناصر الانشائيه بحيث تقاوم كافه الاحمال التي تؤثر عليها وبالتالي يجب وصف كافه هذه العناصر وصفا دقيقا يلبي متطلبات الحسابات الهندسيه لهذا المشروع بالاضافه للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره .

3-2 هدف التصميم الانشائي :

يعتبر الهدف الرئيسي للتصميم الانشائي هو انتاج مبنى آمن متكامل ومترابط لجميع النواحي الهندسيه والانشائية ، ومقاوم للمؤثرات الخارجية من زلازل ورياح وهبوط بالتربة ، لذلك لابد من تحديد العناصر الإنشائية ويكون ذلك بناءً على مايلي:

- عامل الأمان (Safety factor): ويتحقق هذا العامل من خلال اختيار مقاطع انشائية قادرة على تحمل كافة القوى والأحمال والاجهادات الواقعة عليه.
- التكلفة الاقتصادية (Economy Cost):ويتحقق هذا العامل بالإعتمادعلى نوع المواد المستخدمه في البناء بحيث تكون مناسبة التكلفة وتلبي الغرض المستخدمه لأجله.
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) المثيرة لإزعاج المستخدمين.
- الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

٣-٣ الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل:

ان من أهم الأعمال للقيام بعملية التحليل والتصميم هو القيام بالدراسة النظرية للمشروع للوصول الى أفضل ما يكون من عمليات التحليل والتصميم، ويكون ذلك بعد دراسة العناصر الانشائية بشكل كامل للمبنى

وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المتين والآمن وطريقة العمل المناسبة.

3-3-1 الاحمال:

هناك مجموعة من الأحمال واقعة على العناصر الإنشائية التي سوف يتم تصميمها بحيث تكون قادرة على تحملها ومقاومتها دون حدوث انهيار للمنشأة، وتنقسم هذه الأحمال الى قسمين :

١- الاحمال الرئيسية (المباشرة) :وهذه الاحمال تتضمن الاحمال الميتة والاحمال الحية والاحمال البيئية .

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

لذلك تجب الدقة المتناهية في حسابات الأحمال، حيث أن الخطأ في مثل هذه الحسابات يؤثر سلبا على التصميم الإنشائي وقد يكون هذا الخطأ فادحا وقد يؤدي الي خسائر بشريه وماديه.

3-3-1-1 الاحمال الميته:

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

جدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (kg/m^3)
1	البلاط	٢٣٠٠
2	الطمم	١٨١٠
3	الخرسانة	2450
4	الطوب	900
5	القصارة	٢٢٠٠
٦	الرمل	1600
7	المونة	٢٢٠٠

ملاحظة: تحسب اوزان القواطع بقيمة ١٠٢ كغم/م^2 للمقطع.

3-3-1-2 الأحمال الحية:

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع خلال عمر المبنى، والتي تؤثر بشكل رأسي، وتوضع بشكل مؤقت ويمكن نقلها، ومن هذه الاوزان:

١. الأجهزة والمعدات.
٢. وزن الأثاث.
٣. القواطع المتحركة .
٤. واهم ما يمثلها الاشخاص.

هذه الأحمال تم تقديرها حسب استخدام المنشاة وتم وضعها في جداول خاصة حسب الكود الاردني، منها:

جدول (3-2) الأحمال الحية

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (kg/m^2)
1	مواقف السيارات	٥٠٠
2	المخازن	٥٠٠
3	الأدراج	٥٠٠
4	السقوف	٢٠٠
5	المطاعم	٥٠٠
6	المكاتب	٢٥٠

3-3-1-٣ الأحمال البيئية:

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

١- **الرياح:** عبارة عن قوى افقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني التي يزيد ارتفاعها عن ستة أدوار. وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن. وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على السرعة وارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة، والعديد من العوامل الأخرى.

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

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

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

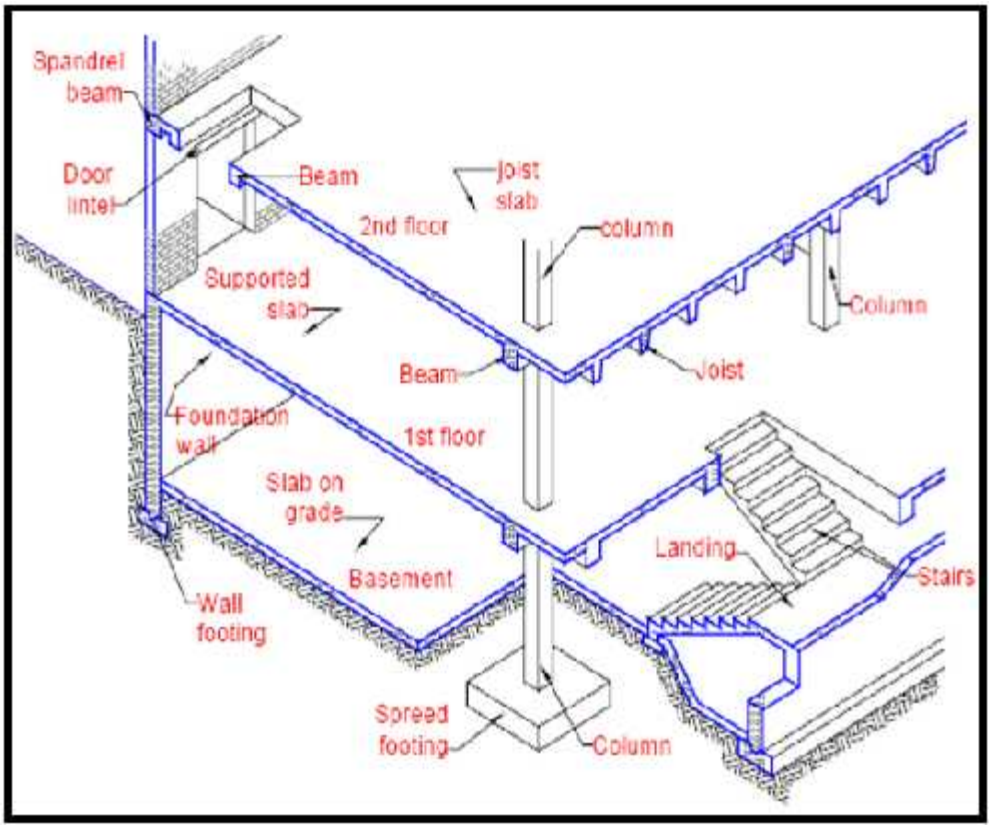
الجدول (٣-٣): قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر

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

٣- **الزلازل:** أهم الأحمال البيئية عبارة عن قوى افقية تؤثر على المبنى يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص، المصممة بسماكات و تسليح كافية ، تضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الاحمال لذى يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتمادا ورجوعا إلى الكود المستخدم.

3-4 العناصر الإنشائية:

كل مبنى يتكون عادةً من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تترابط مع بعضها لتحافظ ع سلامة المبنى وضمان استمراريته، ومن أهم هذه العناصر العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغير ذلك.



الشكل رقم(1-3): بعض العناصر الإنشائية المكونة للمباني.

3-4-1 العقدات:

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة، دون تعرضها إلى تشوهات. ولاختلاف المناسيب في قطعة الأرض المقام عليها المشروع، الذي اقتضى إلى التنوع المعماري في تصميم المجمع والى إحداث مناسيب إنشائية في التصميم.

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

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

ونظرا لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع ،وتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار ثلاثة أنواع من العقدات كل حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام ،والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصول اللاحقة، وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :

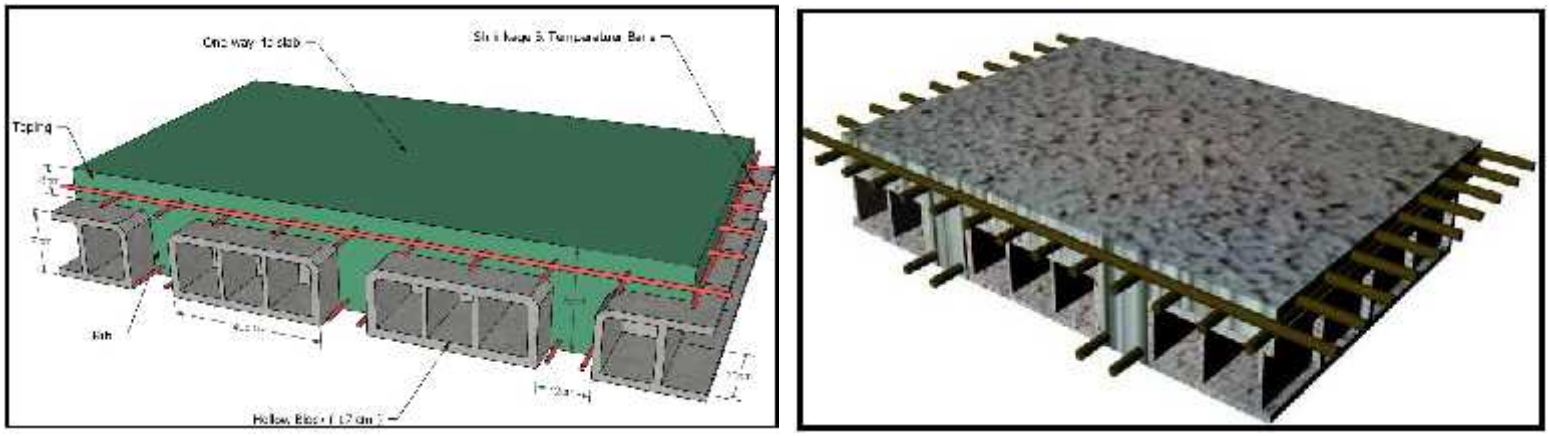
١) العقدات المصمتة (Solid Slabs).
٢) عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) .
٣) عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

3-4-1-1 العقدات المصمتة (Solid Slabs) :

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

3-4-1-2 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

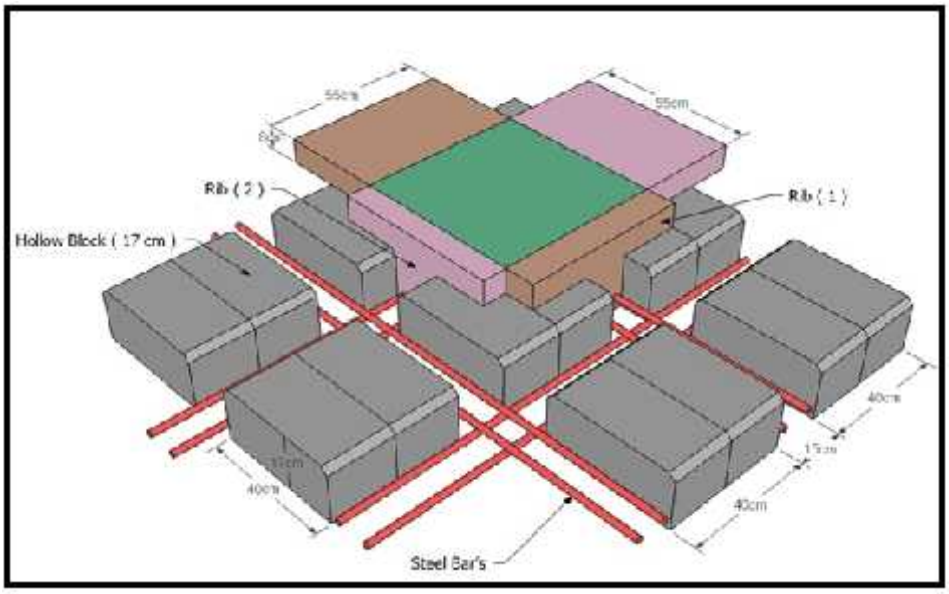
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحة بدون جسور ساقطة ،ويستخدم لبحور بين الأعمدة حتى ٧ م وقد تم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع فيما عدا ما ذكر سابقاً لخفة وزنها و فعاليتها.



الشكل رقم(2-3): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

3-4-1-3 عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

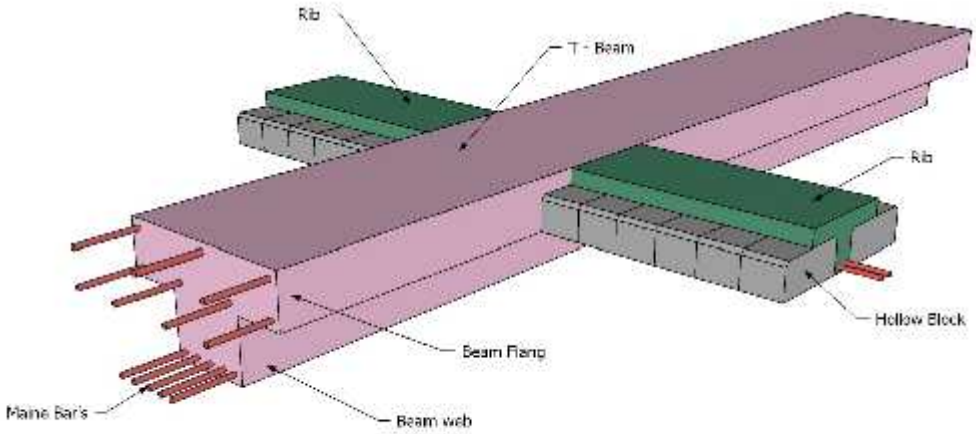
والتي تم استخدامها لبعض أجزاء المبنى وخاصة للأجزاء ذات المساحات الكبيرة نسبياً.

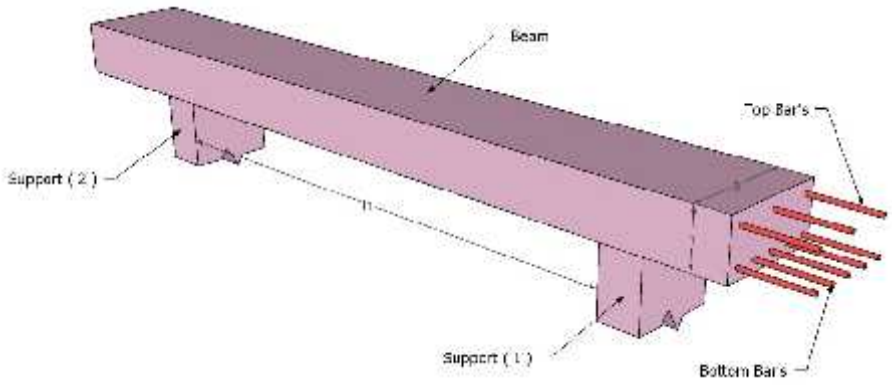


الشكل رقم(٣-٣): عقدات العصب ذات الاتجاهين.

3-4-2 الجسور:

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين، جسور مسحورة _ أي مخفية داخل العقدات _ والجسور الساقطة "Dropped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، ونظرا للمسافات المتباعدة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع ، فضلاً عن الأحمال الكبيرة ، فإن الجسور التي سوف تستخدم في العقدة ستكون من كلا النوعين حسب المسافات بين الأعمدة والحمل على الجسر.

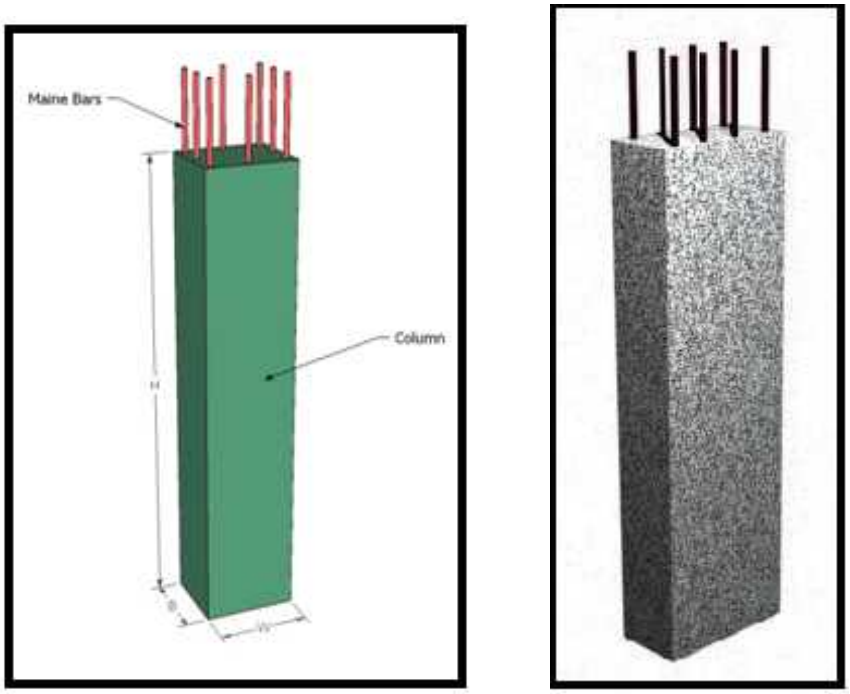




الشكل رقم(4-3): أشكال الجسور.

3-4-3 الأعمدة:

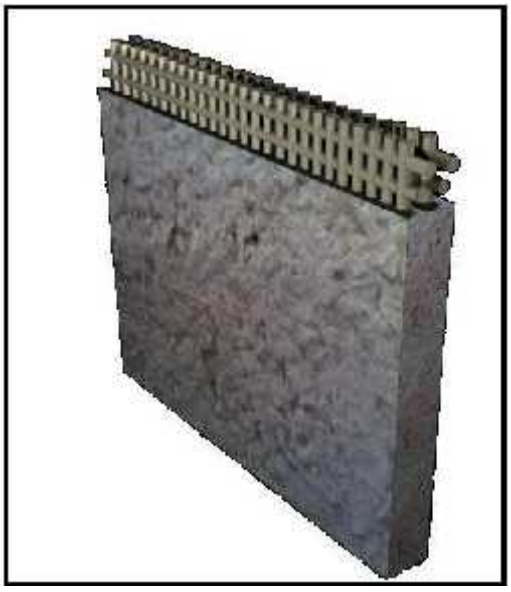
تعتبر الأعمدة العضر الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ، وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المنشأ فهي متنوعة من حيث الشكل فمنها ما هو دائري وأخرى مستطيلة الشكل، فهناك ما هو من الخرسانة المسلحة وأخرى من الحجر ويبين الشكل (5-3)عدد من مقاطع الأعمدة.

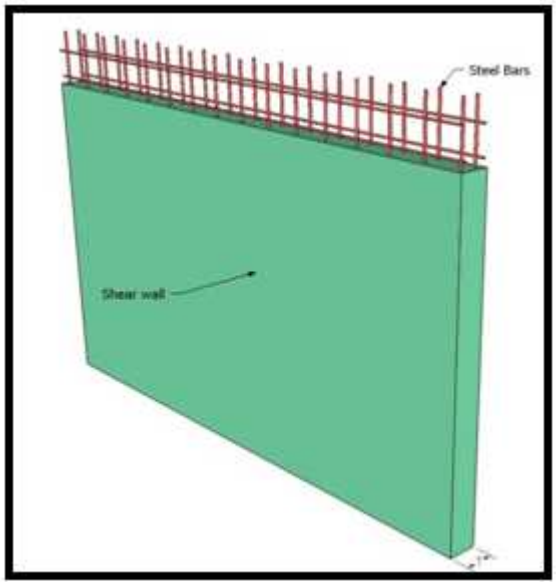


الشكل رقم(5-3): أحد أشكال الأعمدة.

3-4-4 الجدران الحاملة (جدران القص):

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





الشكل رقم(6-3): جدار القص.

3-4-5فواصل التمدد:

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

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

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

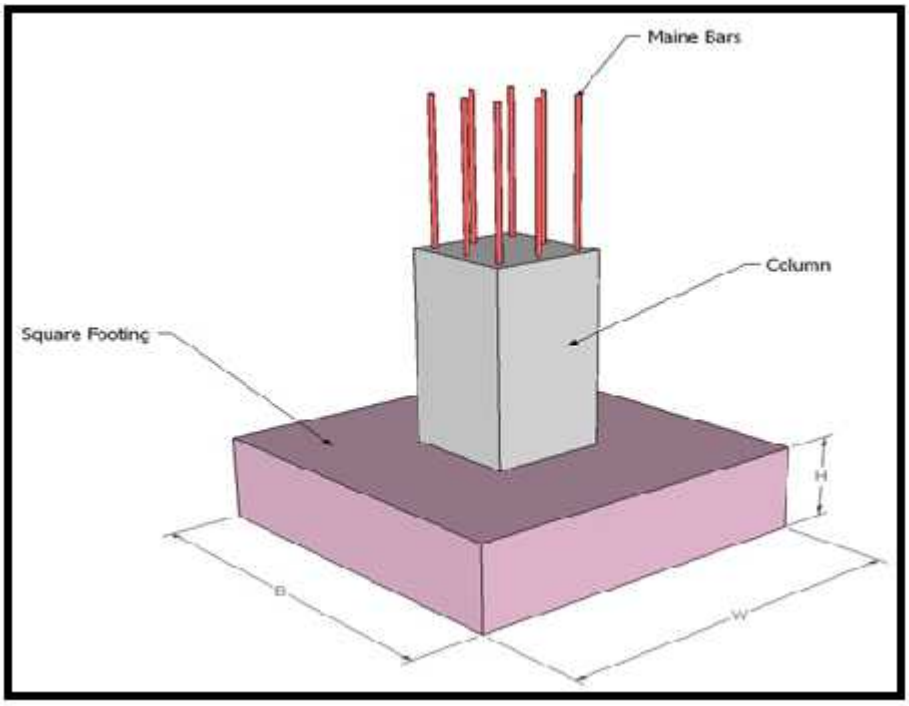
٢- يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (3cm).

وفي مشروعنا احتجنا إلى استخدام هذه الفواصل الموضحة في المخططات المعمارية بسبب الابعاد الافقية الكبيرة لهذه المدرسة.

3-4-6 الأساسات:

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

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

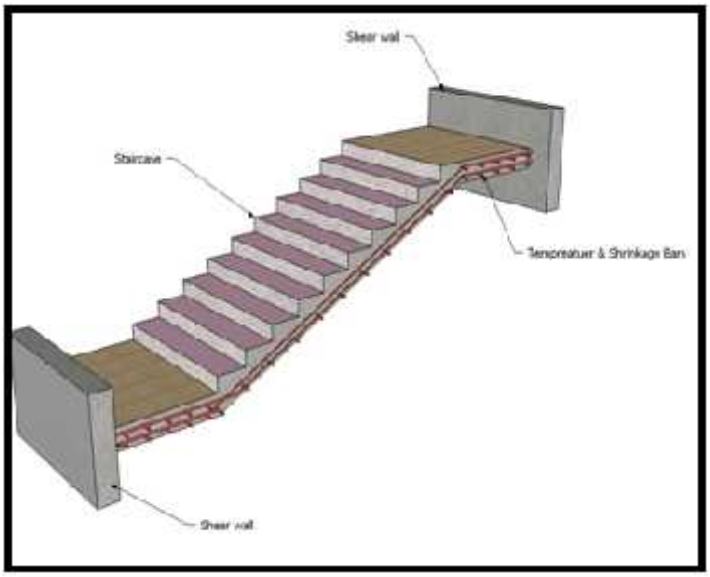


الشكل رقم(3-7)

3-4-7 الأدراج:

عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسيب.

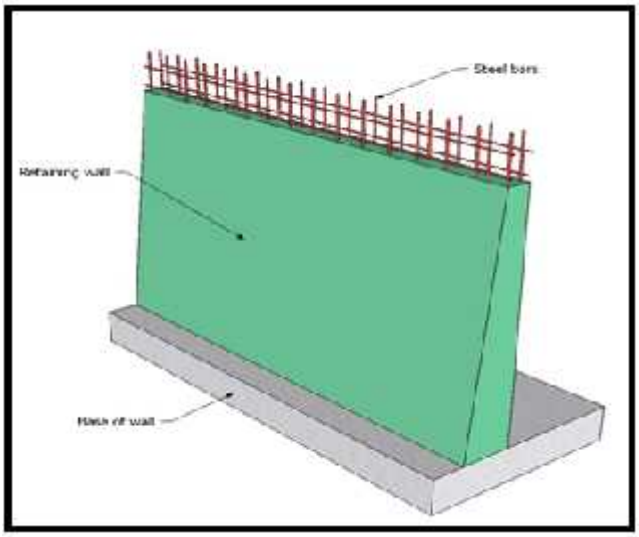
وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع.



الشكل رقم(8-3): تسليح الأدراج.

3-4-8 الجدران الاستنادية:

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



الشكل رقم(9-3) جدار استنادي.

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4

4.1 Introduction

4.2 Factored Loads

4.3 Determination of Thickness

4.4 Load Calculation

4.5 design of shear for rib

4.6 Design of Topping

4.7 design of Beam

4.8. Design of Shear for BEAM

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4

4.1 Introduction

Concrete is a construction material composed of cement (commonly Portland cement) as well as other cementitious materials such as fly ash and slag cement, aggregate (generally a coarse aggregate such as gravel, limestone, or granite, plus a fine aggregate such as sand), water, and chemical admixtures. The word concrete comes from the Latin word "concretus", which means "hardened" or "hard".

Concrete solidifies and hardens after mixing with water and placement due to a chemical process known as hydration. The water reacts with the cement, which bonds the other components together, eventually creating a stone-like material. Concrete is used to make pavements, architectural structures, foundations, motorways/roads, bridges/overpasses, parking structures, brick/block walls and footings for gates.

.

In This sample, there is two types of slabs: one-way ribbed slab and two way solid slab. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer programs like " ATIR-SAFE-ETABS- Software" to find the internal forces, deflections and moments for ribbed and solid slabs, and then hand calculation would be made to find the required steel for some members.

4.2 Determination of Thickness:

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

The project consists of two buildings , the cafeteria and the main building .

1- The cafeteria :

Spans from left to right for one way slab:

h_{min} for one-end continuous $\frac{L}{18.5} = \frac{4.43}{18.5} = 0.239\ m$ *ACI-318-02 (9.5a)*

h_{min} for both-end continuous $= \frac{L}{21} = \frac{3.96}{21} = 0.188\ m$

Use h=25cm

2- The main building :

Spans from left to right for one way slab:

h_{min} for one-end continuous $\frac{L}{18.5} = \frac{6.52}{18.5} = 0.35\ m$ *ACI-318-02 (9.5a)*

h_{min} for both-end continuous $\frac{L}{21} = \frac{5.8}{21} = 0.276\ m$

Use h=35cm

4.3 Design of Rib 25 & Rib 4:

4.3.1 Design of Rib 25 (h 25 cm):

4.3.1.1 Load calculations :

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

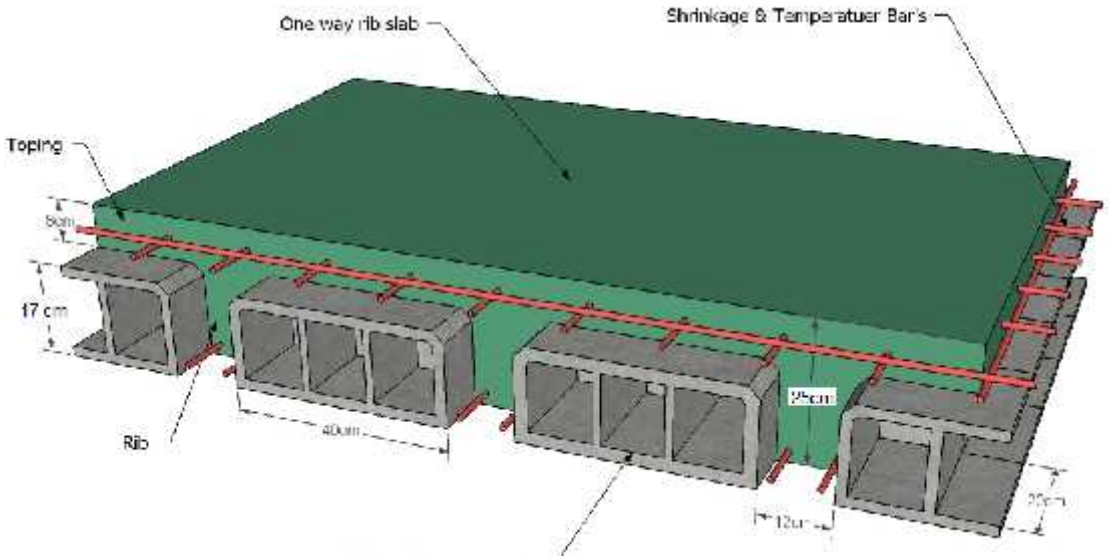


Fig. (4-1) One way rib slab h 25

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

Table (4 – 1) Calculation of the total dead load for one way rib slab (h 25cm)

No.	Parts of Rib	Calculation		
1	Rib	0.12*0.17*24.5 = 0.4998KN/m		
2	Top Slab	0.08*0.52*24.5 = 1.0192 KN/m		
3	Plaster	0.02*0.52*22 = 0.2288KN/m		
4	Block	0.4*0.17*9= 0.612KN/m		
5	Sand Fill	0.04*0. 52*16= 0.3328 KN/m		
6	Tiles	0.03*0. 52*23 = 0.3588KN/m		
٧	Partition	١*٠.٥٢=٠.٥٢		
٨	Mortar	0.02*0.52*22 = 0.2288KN/m		
			3.8	KN/m /rib

Live load = 3.5 * 0.52 = 1.8 KN/m /rib

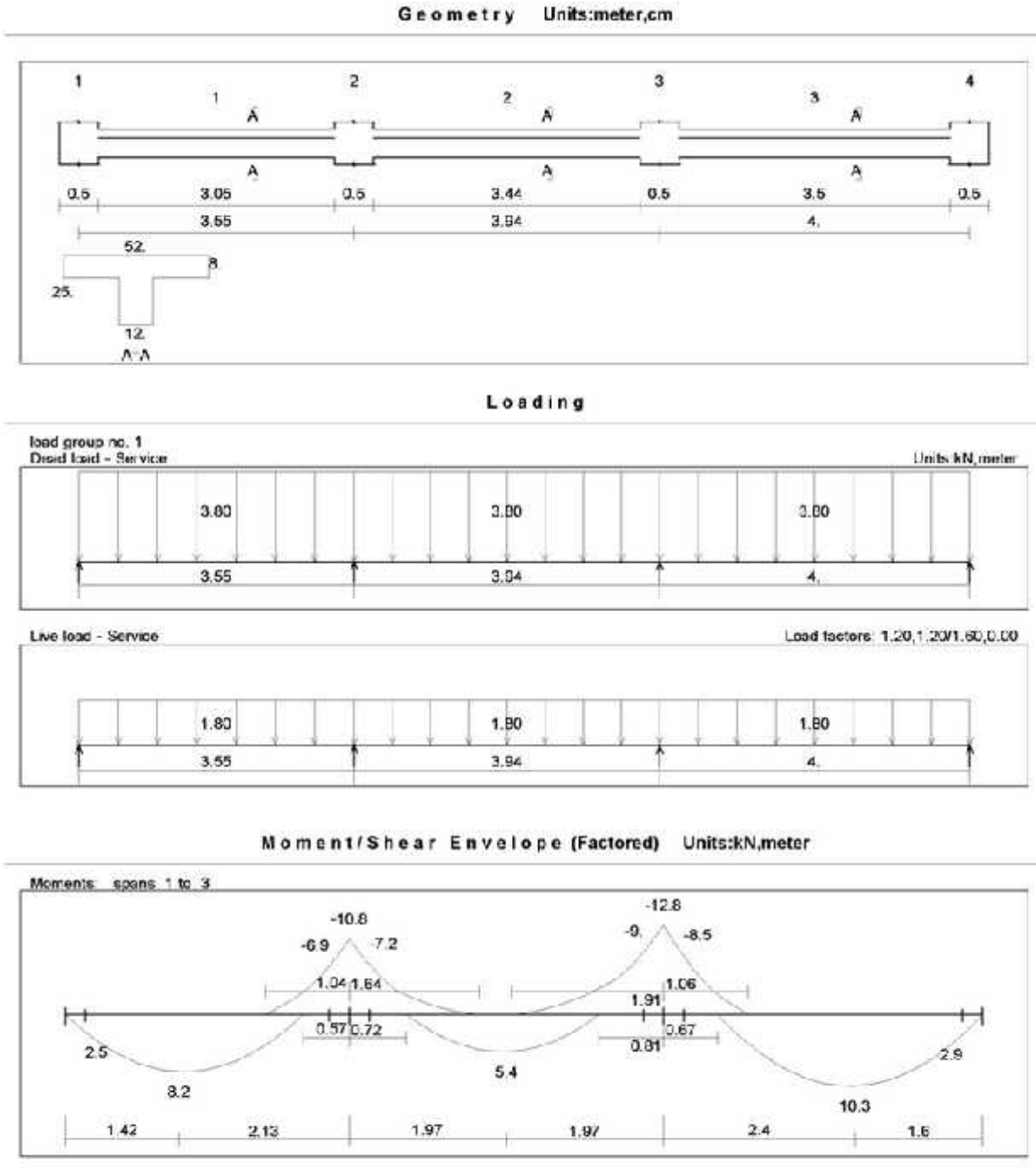


Fig. (4-2) Loading & Moment Envelope

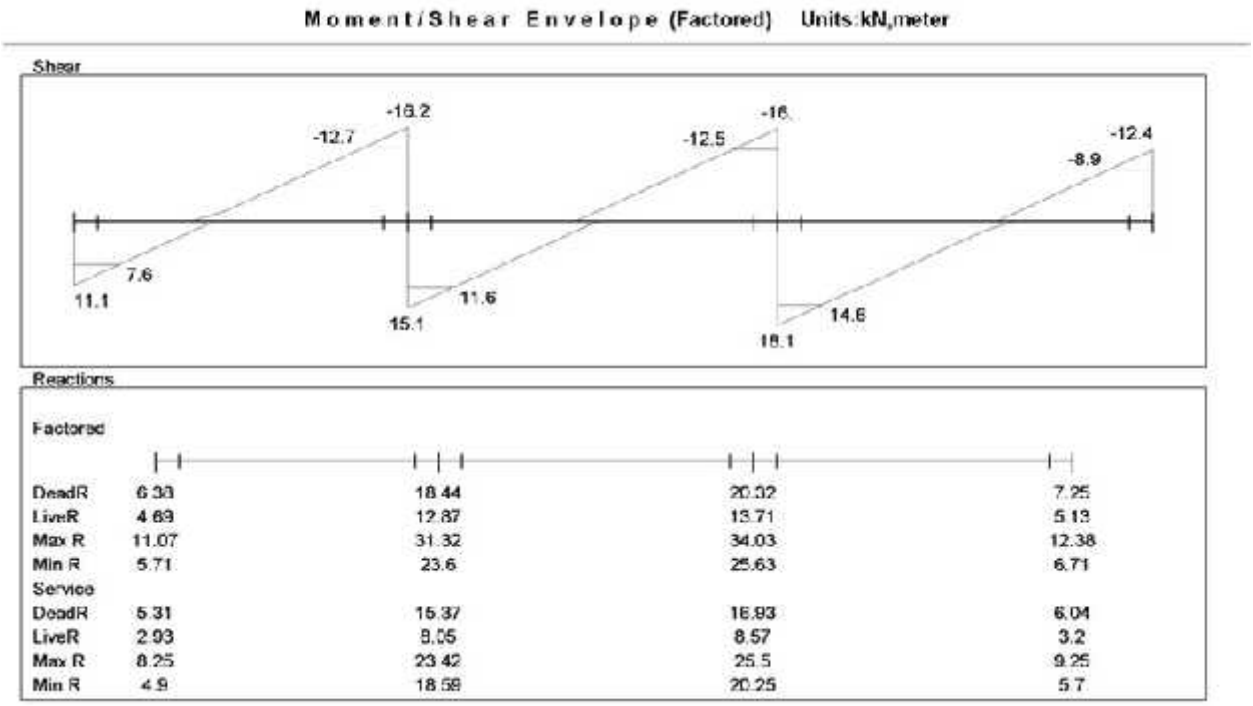


Fig. (4-3) Shear Envelope

4.3.1.2 Design of shear:

d=250-20-8-6=216 mm

$$\Phi Vc = \Phi \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b_w \times d$$

$$\Phi Vc = 0.75 \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.12 \times 0.216$$

= 0.0159 MN =15.9 KN 15.9 > 14.6

1.1 *Φ Vc = 1.1 * 15.9 = 17.49 Kn **Depends to ACI 13-08 code**

Φ Vsmin = (0.75 /3) * bw * d =0 .25*120*216*10^{-3}

Φ Vsmin = 6.48 KN

Vu = 14.6 KN **(From shear Envelope)**

Φ Vc/2 ≤ Vu ≤ 1.1 Φ Vc

7.95 < 14.6 ≤ 17.49

So categories (2) satisfy.

No shear reinforcement is required , Use Φ8@25cm c/c

4.3.1.3 Design of Topping:

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

No.	Parts of Rib	Calculation		
1	tiles	.03*23KN/m		
2	mortar	.02*22 KN/m		
3	sand	.07*16 KN/m		
4	concrete	.08*24.5 KN/m		
5	partition	1*1 KN/m		
			5.21	**KN/m**

Live load = 3.5 KN/m

Wu=1.2*5.21+1.6*3.5=11.852 KN.M

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$Mu = \frac{Wu * l^2}{12} = \frac{11.852 * 0.4^2}{12} = 0.158 \text{ KN.M}$$

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

$$fr = 0.42 \times \sqrt{24}(MPa) = 2.06MPa = 2.06 \times 10^3 = 2060\, KN/m^2$$

Mn = fr * s

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

Mn =2060* 1.06×10^{-3} = 2.184 KN.m

Φ Mn = 0.55 * 2.184= 1.294 KN.m

Φ Mn = 1.294 KN.m > Mu =0.158 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

Use 1Φ 8 / 25 cm in both directions

4.3.1.4 Design of Positive Moment :

»1) Use M_u max positive for span 1= 10.3kN.m

$M_{n\ required}$ = ١٠.٣/0.9 = ١١.٤٤ kN.m

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

For tf= 8 cm

Mnf= 0.85 fc t b_E Tf(d – 0.5Tf) = 0.85 (24) (0.080) (0.520)(0.٢16-0.5*0.080)

=٢٨٧.٢٣ KN.m

d = h – cover - d/2 = ٢50-20-8-6=216mm

$M_{n\ available}$ = ٢٨٧.٢٣ KN.m > $M_{n\ required}$ = ١١.٤٤ KN.m **(Rectangular section)**

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

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

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(216) = 75.6mm^2$$

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

$$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(120)(216) = 86mm^2$$

$A_s\ min = 86\ mm^2$ control

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

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{11.44}{(0.520)(0.216)^2} = 0.472\ MPA$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.472}{420}}\right) = 0.001137$$

A_S = 0.001137(520) (216) =127mm^2 >As min

$A_{s\ req}$=127 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 127/78 = 1.63 *** Note AΦ10 = 78mm^2**

Select bottom bars 2Φ10 Total $As_{(provide)}$ =156mm^2

* Check Strain:

Tension = Compression

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

$$156 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 6.18mm$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{6.18}{0.85} = 7.27mm$$

$$£_s = \frac{216 - 7.27}{7.27} \times 0.003 = 0.086$$

$$£_s = 0.086 > 0.005$$

Ok…….

»2) Use M_u max positive for span 2= 5.4kN.m

$M_{n\ required}$ = 5.4/0.9 = 6 kN.m

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{6}{(0.520)(0.216)^2} = 0.247\ MPA$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.247}{420}}\right) = 0.000592$$

A_S = 0.000592(520) (216) =67mm^2<As min=86 mm^2

$A_{s\ req}$=86mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 86/78 = 1.1 *** Note AΦ10 = 78mm^2**

Select bottom bars 2Φ10 Total $As_{(provide)}$ =156mm^2

* Check Strain:

Tension = Compression

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

$$156 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 6.18mm$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{6.18}{0.85} = 7.27mm$$

$$£_s = \frac{216 - 7.27}{7.27} \times 0.003 = 0.086$$

$$£_s = 0.086 > 0.005$$

Ok…….

»3) Use M_u max positive for span 3= 8.2 kN.m

$M_{n\ required}$ = 8.2/0.9 = 9.1 kN.m

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{9.1}{(0.520)(0.216)^2} = 0.375\ MPA$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.375}{420}}\right) = 0.000901$$

A_S = 0.000901(520) (216) =101mm^2>As min=86 mm^2

$A_{s\ req}$=101mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 101/78 = 1.3 *** Note AΦ10 = 78mm^2**

Select bottom bars 2Φ10 Total $As_{(provide)}$ =156mm^2

* Check Strain:

Tension = Compression

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

$$156 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 6.18mm$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{6.18}{0.85} = 7.27mm$$

$$£_s = \frac{216 - 7.27}{7.27} \times 0.003 = 0.086$$

$$£_s = 0.086 > 0.005$$

Ok…….

4.3.1.5 Design of negative Moment for (Rib 25) :

1 »Use M_u max positive for span1 = -٩ kN.m

$M_{n\ required}$ = ٩/0.9 = ١٠ KN.m

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

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(216) = 75.6mm^2$$

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

$$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(120)(216) = 86mm^2 \qquad \textbf{control}$$

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

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{10}{(0.12)(0.316)^2} = 0.835\ MPA$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * .835}{420}}\right) = 0.00203$$

A_S = 0.00203(120) (216) =52.6 mm^2 <As min=86 mm^2

$A_{s\ req}$=86 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 86/78 = 1.1 *** Note AΦ10 = 78mm^2**

Select top bars 2Φ10 Total $As_{(provide)}$ =156mm^2

* Check Strain:

Tension = Compression

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

$$156 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 26.76mm$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{26.76}{0.85} = 31.5mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{216 - 31.5}{31.5} \times 0.003 = 0.017$$

$$\varepsilon_s = 0.017 > 0.005$$

Ok…….

2 »Use M_u max positive for span2= -7.2 kN.m

$M_{n\ required}$ =7.2/0.9 = 8KN.m

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

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{8}{(0.12)(0.316)^2} = 0.668\ MPA$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * .668}{420}}\right) = 0.000162$$

A_S = 0.000162(120) (216) =42 mm^2 <As min=86 mm^2

$A_{s\ req}$=86 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 86/78 = 1.1 *** Note AΦ10 = 78mm^2**

Select top bars 2Φ10 Total As $_{(provide)}$ =156mm^2

* Check Strain

Tension = Compression

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

$$156 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 26.76mm$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{26.76}{0.85} = 31.5mm$$

$$£_s = \frac{216 - 31.5}{31.5} \times 0.003 = 0.017$$

$$£_s = 0.017 > 0.005$$

Ok…….

4.3.2 Design of Rib 4 (h 35 cm) :

4.3.2.1 Load calculations :

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

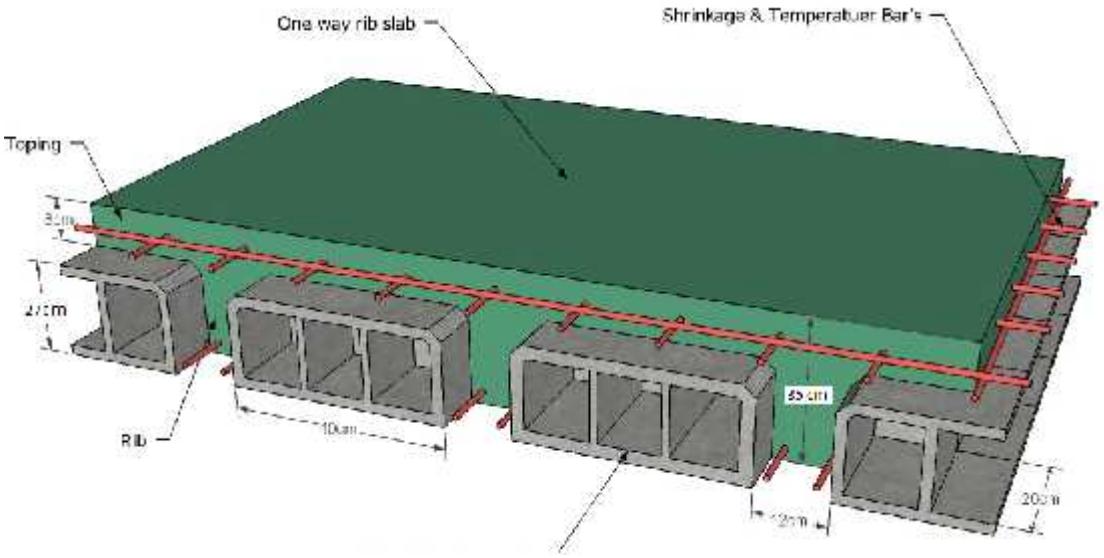


Fig. (4-4) One way rib slab h 35

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

Table (4 – 3) Calculation of the total dead load for one way rib slab (h 35cm)

No.	Parts of Rib	Calculation	
1	Rib	0.12*0.27*24.5 = 0.7938KN/m	
2	Top Slab	0.08*0.52*24.5 = 1.0192 KN/m	
3	Plaster	0.02*0.52*22 = 0.2288KN/m	
4	Block	0.4*0.27*9= 0.972KN/m	
5	Sand Fill	0.04*0. 52*16= 0.3328 KN/m	
6	tiles	0.03*0. 52*23 = 0.3588KN/m	
٧	partition	١*٠.٥٢=٠.٥٢	
٨	mortar	0.02*0.52*22 = 0.2288KN/m	
		4.5	KN/m /rib

Live load = 3.5 * 0.52 = 1.8 KN/m /rib

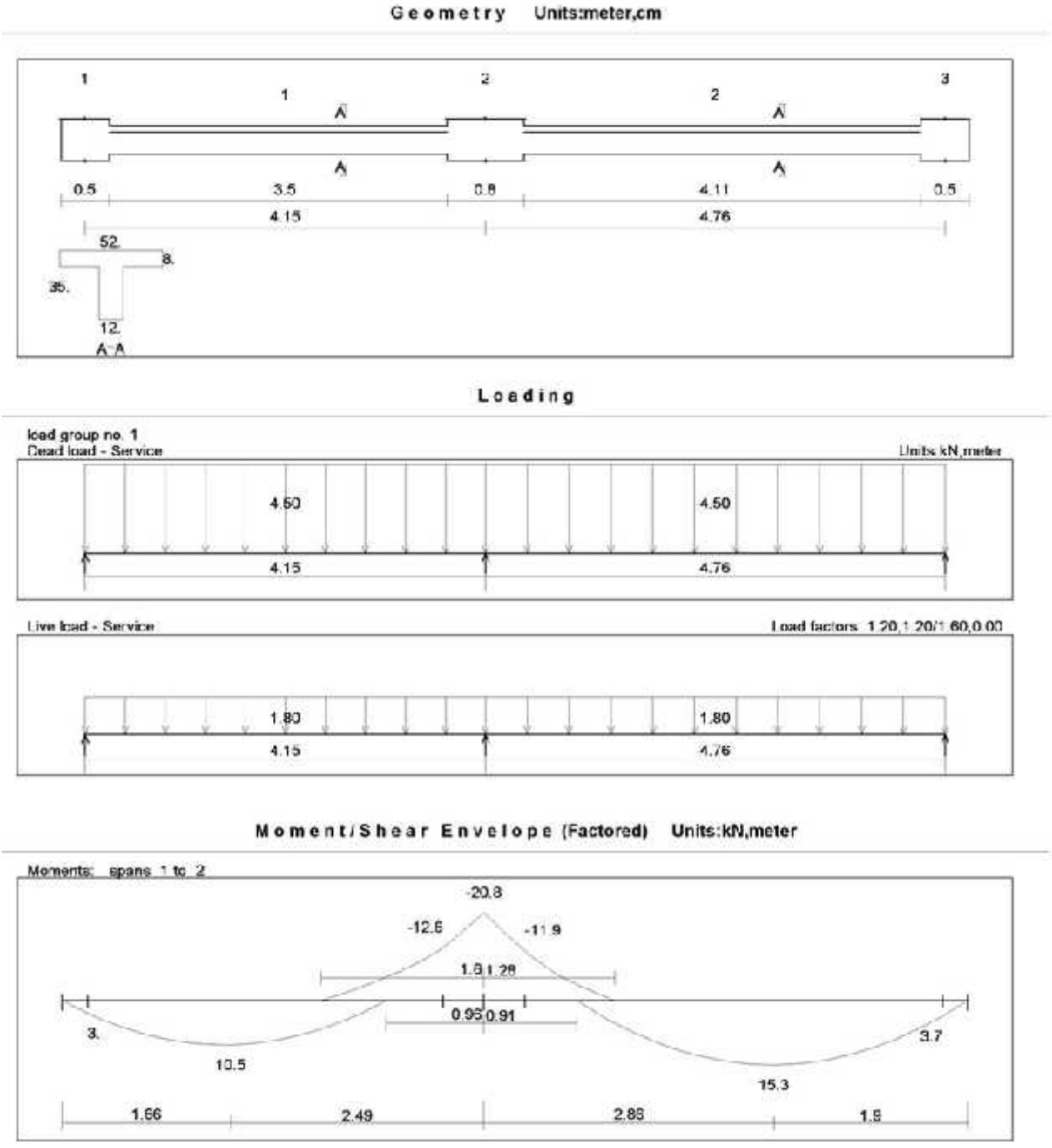


Fig. (4-5) Loading & Moment Envelope

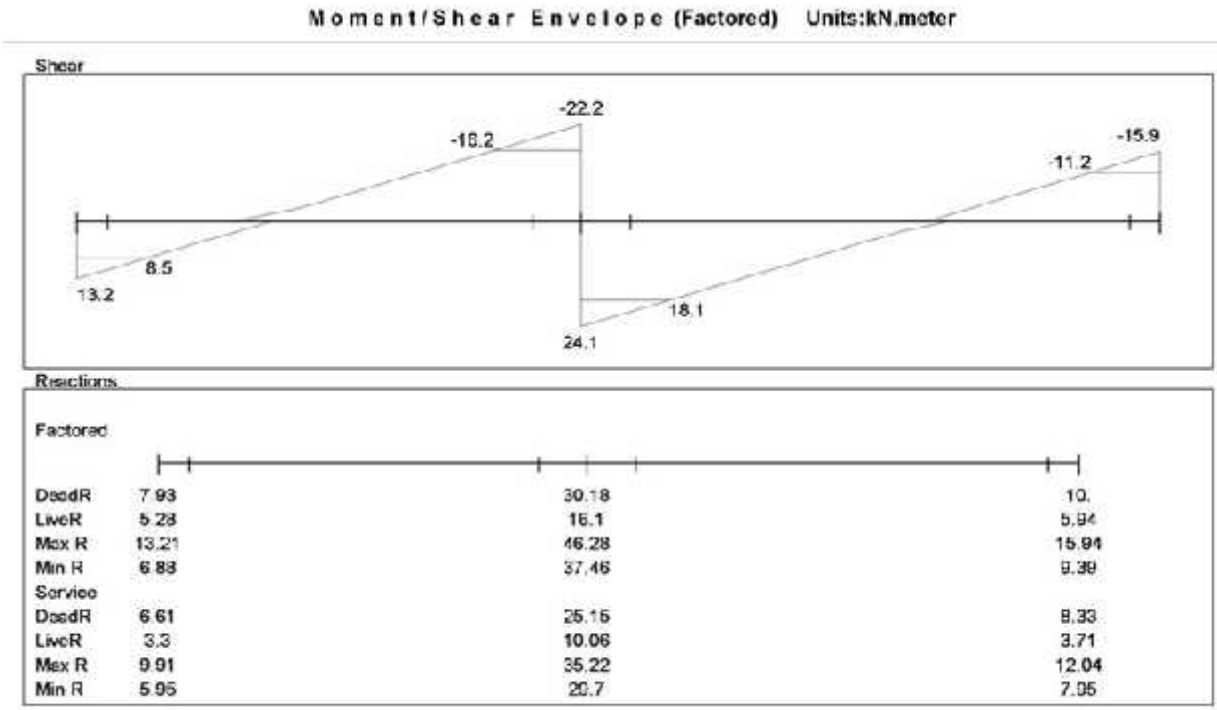


Fig. (4-6) Shear Envelope

4.3.2.2 Design of shear:

d=350-20-8-6=316 mm

$$\Phi Vc = \Phi \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b_w \times d$$

$$\Phi Vc = 0.75 \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.12 \times 0.316 = 0.02322 \text{ MN} = 23.22 \text{ KN}$$

$$23.22 > 18.1$$

1.1 *Φ Vc = 1.1 * 23.22 = 25.542 Kn **Depends to ACI 13-08 code**

Φ Vsmin = (0.75 /3) * bw * d =0 .25*120*316*10^{-3}

Φ Vsmin = 9.48 KN

Vu = 18.1 KN **(From shear Envelope)**

Φ Vc/2 ≤ Vu ≤ 1.1 Φ Vc

11.61 < 18.1 ≤ 25.542

So categories (2) satisfy.

No shear reinforcement is required , Use Φ8@25cm c/c

4.3.2.3 Design of Topping:

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

No.	Parts of Rib	Calculation		
1	tiles	.03*23KN/m		
2	mortar	.02*22 KN/m		
3	sand	.07*16 KN/m		
4	concrete	.08*24.5 KN/m		
5	partition	1*1 KN/m		
			5.21	**KN/m**

Live load = 3.5 KN/m

Wu=1.2*5.21+1.6*3.5=11.852 KN.M

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$Mu = \frac{Wu * l^2}{12} = \frac{11.852 * 0.4^2}{12} = 0.158 \text{ KN.m}$$

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

$$fr = 0.42 \times \sqrt{24}\,(MPa) = 2.06\ MPa = 2.06 \times 10^3 = 2060\ KN/m^2$$

Mn = fr * s

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

Mn =2060* 1.06×10^{-3} = 2.184 KN.m

Φ Mn = 0.55 * 2.184= 1.294 KN.m

Φ Mn = 1.294 KN.m > Mu =0.158 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

Use 1Φ 8 / 25 cm in both directions.

4.3.2.4 Design of Positive Moment :

»1) Use M_u max positive for span = 15.3 kN.m

$M_{n\ required}$ = 15.3/0.9 = 17 kN.m

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

For tf= 8 cm

Mnf= 0.85 fc t b_E Tf(d – 0.5Tf) = 0.85 (24) (0.080) (0.520)(0.316-0.5*0.080)

=234.22 KN.m

d = h – cover - d/2 = 350-20-8-6=316mm

$M_{n\ available}$ = 234.22 KN.m > $M_{n\ required}$ = 17 KN.m

Rectangular section

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

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

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) = 110.5mm^2$$

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

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{420}(120)(316) = 126mm^2$$

$A_s\ \min$ = 126 mm^2 control

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

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{17}{(0.520)(0.316)^2} = 0.327\ MPA$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20\ .6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20\ .6 * 0\ .327}{420}}\right) = 0\ .000785$$

A_S = 0.000785(520) (316) =129mm^2 >As min

$A_{s\ req}$=129 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 129/78 = 1.65 *** Note AΦ10 = 78mm^2**

Select bottom bars 2Φ10 Total $As_{(provide)}$ =156mm^2

* Check Strain:

Tension = Compression

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

$156 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$

$a = 6.18mm$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{6.18}{0.85} = 7.27mm$$

$$£_s = \frac{316 - 7.27}{7.27} \times 0.003 = 0.127$$

$£_s = 0.127 > 0.005$

Ok…….

»2) Use M_u max positive for span = 10.5 kN.m

$M_{n\ required}$ = 10.5/0.9 = 11.67kN.m

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

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) = 110.5mm^2$$

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

$$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(120)(316) = 126mm^2$$ **control**

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

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{11.67}{(0.520)(0.316)^2} = 0.225\ MPA$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.225}{420}}\right) = 0.0005387$$

A_s = 0.0005387(520) (316) =88.5mm^2 <As min

$A_{s\ req}$=126 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 126/78 = 1.62 *** Note AΦ10 = 78mm^2**

Select bottom bars 2Φ10 Total $A_{s\ (provide)}$ =156mm^2

* Check Strain:

Tension = Compression

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

$$156 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 6.18mm$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{6.18}{0.85} = 7.27mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{316 - 7.27}{7.27} \times 0.003 = 0.127$$

$$\varepsilon_s = 0.127 > 0.005$$

Ok…….

4.3.2.5 Design of negative Moment :

»Use M_u max positive for span = -12.6 kN.m

$M_{n\ required}$ = 12.6/0.9 = 14 KN.m

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

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) = 110.5mm^2$$

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

$$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(120)(316) = 126mm^2 \qquad \textbf{control}$$

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

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{14}{(0.12)(0.316)^2} = 1.17\ MPA$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.17}{420}}\right) = 0.00287$$

A_S = 0.00287(120) (316) =109 mm^2 <As min **$A_{s\ req}$=126 mm^2**

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 126/78 = 1.62 *** Note AΦ10 = 78mm^2**

Select top bars 2Φ10 Total $As_{(provide)}$ =156mm^2

* Check Strain:

Tension = Compression

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

$$156 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 26.76mm$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{26.76}{0.85} = 31.5mm$$

$$£_s = \frac{316 - 31.5}{31.5} \times 0.003 = 0.027$$

$$£_s = 0.027 > 0.005$$

Ok…….

4.4 Design of Beam 50 &Beam 10 :

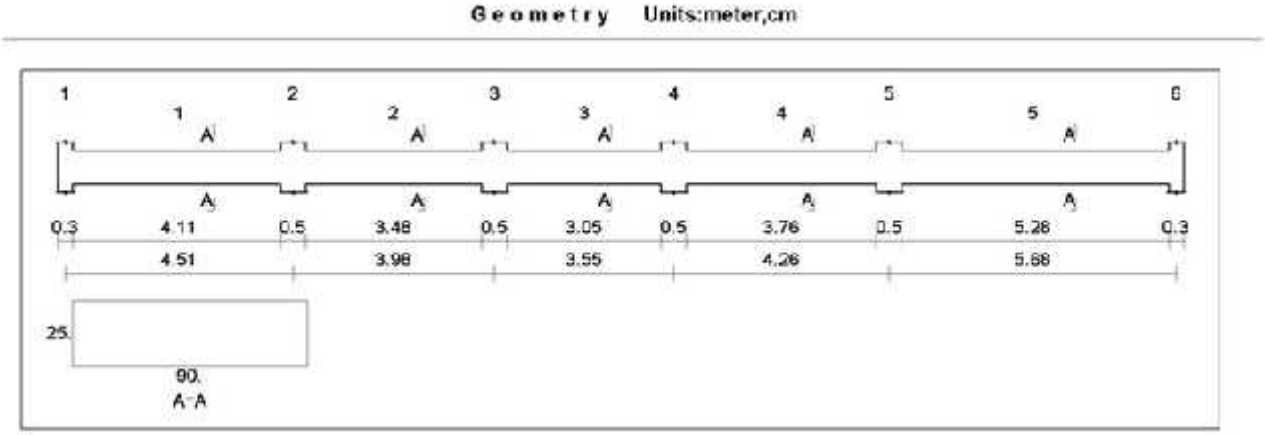
4.4.1 Design of Beam 50 (h 25 cm) :

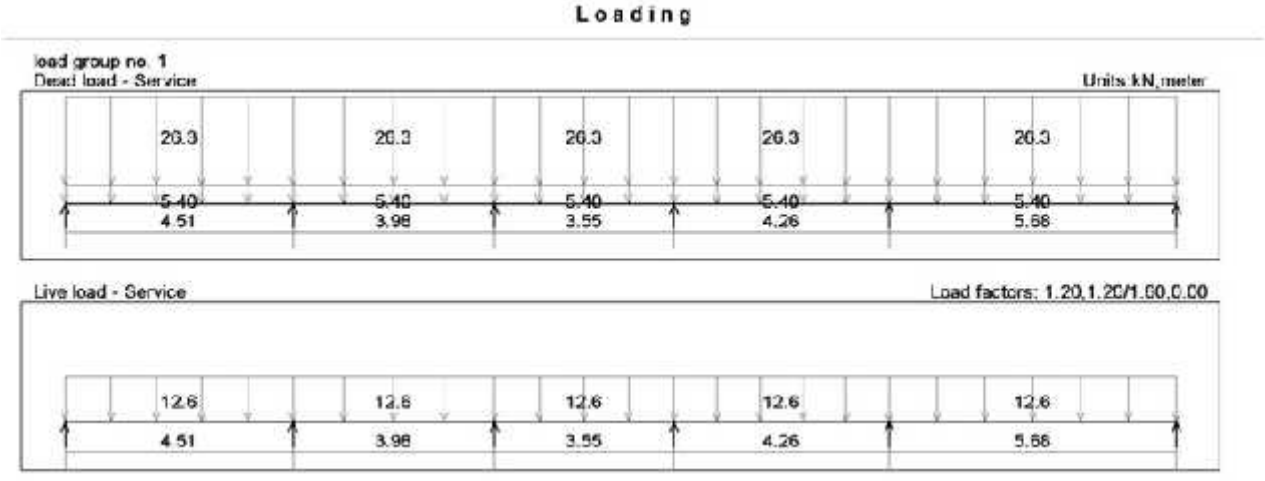
4.4.1.1 Load Calculations :

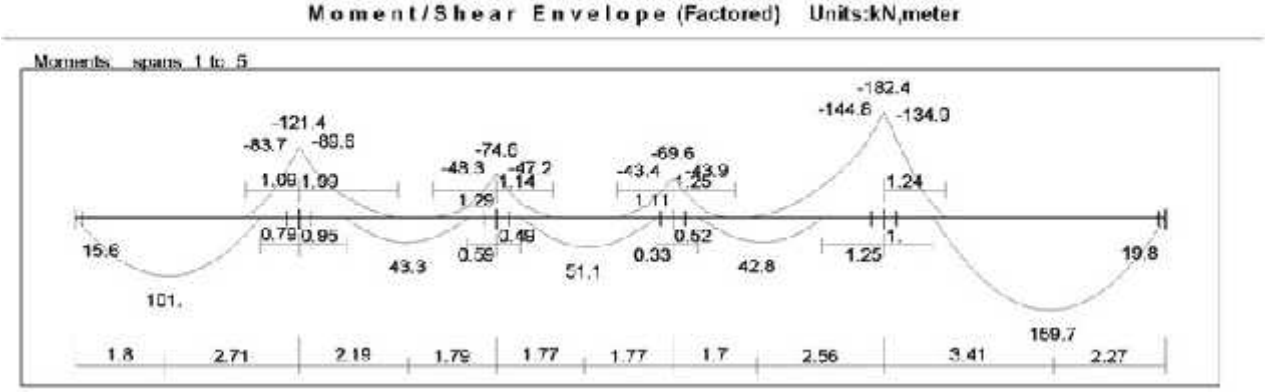
$$WD=\frac{D.L}{0.52}*dis(C/C)+b*h*24.5=\frac{3.8}{0.52}*3.6+0.9*0.25*24=31.7\ \text{Kn/m}$$

L.L= 3.5*3.6 = 12.6 Kn/m

b =90 cm h =25 cm







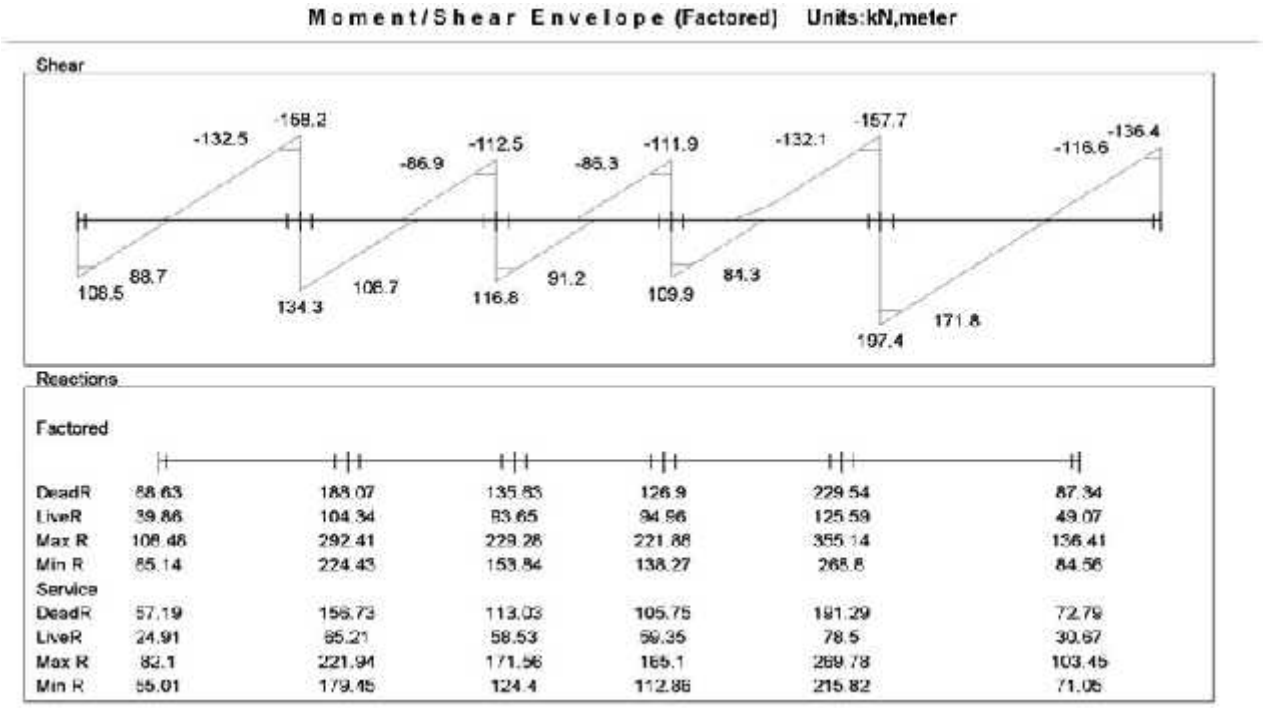


Fig. (4-7) Moment & Shear Envelope

4.4.1.2 Checking Doubly section:-

M_{umax} =159.7kN.m

d = 250-40-10-20/2=190mm

Cmax=3/7*d =3/7*190=81.4mm

a max=0.85*81.4=69.2mm

Mn max= 0.85 fc b a(d – 0.5a)

Mn max= 0.85 *24 *0.9*0.0692(0.19– 0.5*0.0692 =197.4Kn.m

$$\Phi = 0.65 + \frac{250}{3}(0.004 - 0.002) = 0.817$$

Φ Mn max = 197.4*0.817 = 161.3>١٥٩.٧

Singly reinforcement

4.4.1.3 Design of Positive Moment :

1 »Use M_u max positive for span1= 159.7 kN.m

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

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(900)(190) = 499mm^2$$

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

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{420}(900)(190) = 570mm^2$$

$A_s\ \min = 570\ mm^2$ **CONTROL**

m = 420/(0.85*24)=20.6

Mn=159.7/0.9=174.4

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{174.4*(10)^{-3}}{(0.9)(0.19)^2} = 5.368$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*5.368}{420}}\right) = 0.01514$$

$A_{s\,(req)} = 0.01514(900)\ (190) = 2590\ mm^2$

$A_{s\,(req)} = 2590mm^2 > A_s\ \min = 570\ mm^2$

Select 7 Φ 22 with $A_{S\ prov.} = 2660\ mm^2$.

* Check strain:

Tension = Compression

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

$$2660 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 900 \times a$$

$$a = 60.8mm$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{60.8}{0.85} = 71.6mm$$

$$£_s = \frac{190 - 71.6}{71.6} \times 0.003 = .0051$$

$$£_s = 0.0051 > 0.005$$

Ok …….

2»Use M_u max positive for span2= 42.8 kN.m

m = 420/(0.85*24)=20.6

Mn=42.8/0.9=47.5

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{47.5*(10)^{-3}}{(0.9)(0.19)^2} = 1.462$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*1.462}{420}}\right) = 0.00362$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.00362(900) (190) = 618mm^2

$A_{s\,(req)}$ = 618mm^2 > $A_{s\,min}$ = 570 mm^2

Select 7 Φ 12 with $A_{S\ prov.}$ = ¥91 mm².

* Check strain:

Tension = Compression

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

$$791 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 900 \times a$$

$$a = 18mm$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{18}{0.85} = 21.2mm$$

$$£_s = \frac{190 - 21.2}{21.2} \times 0.003 = .024$$

$$£_s = 0.024 > 0.005$$

Ok ……

3»Use M_u max positive for span 3= 51.1 kN.m

m = 420/(0.85*24)=20.6

Mn=٥١.١/0.9=٥٦.٧٨

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{56.78*(10)^{-3}}{(0.9)(0.19)^2} = 1.748$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*1.748}{420}}\right) = 0.004356$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.00٤٣٥٦(900) (190) = ٧٤٥mm^2

$A_{s\,(req)}$ = 745mm^2 > A_s min = 570 mm^2

Select 7 Φ 12 with $A_{S\ prov.}$ = ٧91 mm^2.

* Check strain:

Tension = Compression

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

$$791 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 900 \times a$$

$$a = 18mm$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{18}{0.85} = 21.2mm$$

$$£_s = \frac{190 - 21.2}{21.2} \times 0.003 = .024$$

$$£_s = 0.024 > 0.005$$

Ok ……

4»Use M_u max positive for span4= 43.3 kN.m

m = 420/(0.85*24)=20.6

Mn=٤٣.٣/0.9=٤٨.١

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{48.1*(10)^{-3}}{(0.9)(0.19)^2} = 1.48$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*1.48}{420}}\right) = 0.003664$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.00٣٦٦٤(900) (190) = ٦٢٦mm^2

$A_{s\,(req)}$ = ٦٢٦mm^2 > A_s min = 570 mm^2

Select 7 Φ 12 with $A_{S\ prov.}$ = 791 mm².

* Check strain:

Tension = Compression

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

$$791 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 900 \times a$$

$$a = 18mm$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{18}{0.85} = 21.2mm$$

$$£_s = \frac{190 - 21.2}{21.2} \times 0.003 = .024$$

$$£_s = 0.024 > 0.005$$

Ok …….

5»Use M_u max positive for span5= 101 kN.m

m = 420/(0.85*24)=20.6

Mn=١٠١/0.9=112.2

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{112.2*(10)^{-3}}{(0.9)(0.19)^2} = 3.45$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*3.45}{420}}\right) = 0.00907$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.009٧(900) (190) = ١٥٥١mm^2

$A_{s\,(req)}$ = ١٥٥١mm^2 > $A_{s\,min}$ = 570 mm^2

Select 7 Φ 18with $A_{S\ prov.}$ = ١78· mm².

* Check strain:

Tension = Compression

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

$$1780 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 900 \times a$$

$$a = 40.7mm$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{40.7}{0.85} = 48mm$$

$$£_s = \frac{190 - 39.9}{39.9} \times 0.003 = .0105$$

$$£_s = 0.0105 > 0.005$$

Ok …….

4.4.1.4 Design of Negative Moment :

1»Use M_u max negative for span1=-144.8 kN.m

Mn=144.8/0.9=160.9

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{105 * (10)^{-3}}{(0.9)(0.19)^2} = 4.952$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20\ .6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20\ .6 * 4\ .952}{420}}\right) = 0\ .01373$$

$A_{s\,(req)} = 0.01373(900)\ (190) = 2348mm^2$

$A_{s\,(req)} = 2348mm^2 > A_{s\ min} = 570mm^2$

Select 7 Φ 22with $A_{S\ prov.}$ = 2660 mm².

* Check strain:

Tension = Compression

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

$$2660 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 900 \times a$$

$$a = 60.85mm$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{60.85}{0.85} = 71.6mm$$

$$£_s = \frac{190 - 71.6}{71.6} \times 0.003 = 0.0051$$

$$£_s = 0.0051 > 0.005$$

OK……

2»Use M_u max negative for span2=-43.9 kN.m

Mn=43.9/0.9=48.8

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{48.8*(10)^{-3}}{(0.9)(0.19)^2} = 1.5$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*1.5}{420}}\right) = 0.00372$$

$A_{s\,(req)} = 0.00372(900)(190) = 635mm^2$

$A_{s\,(req)} = 635\ mm^2 > A_{s\,min} = 570mm^2$

Select 7 Φ 12with $A_{S\ prov.}$ = 791 mm².

* Check strain:

Tension = Compression

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

$$791 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 900 \times a$$

$$a = 18mm$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{18}{0.85} = 21.2mm$$

$$£_s = \frac{190 - 21.2}{21.2} \times 0.003 = .024$$

$$£_s = 0.024 > 0.005$$

Ok …….

3»Use M_u max negative for span3=-48.3 kN.m

Mn=48.3/0.9=53.7

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{53.7*(10)^{-3}}{(0.9)(0.19)^2} = 1.65$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*1.65}{420}}\right) = 0.00411$$

$A_{s\,(req)} = 0.00411(900)(190) = 702\ mm^2$

$A_{s\,(req)} = 702\ mm^2 > A_{s\,min} = 570 mm^2$

Select 7 Φ 12with $A_{S\ prov.} = 791\ mm^2$.

* Check strain:

Tension = Compression

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

$$791 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 900 \times a$$

$$a = 18mm$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{18}{0.85} = 21.2mm$$

$$£_s = \frac{190 - 21.2}{21.2} \times 0.003 = .024$$

$$£_s = 0.024 > 0.005$$

Ok …….

4»Use M_u max negative for span3=-89.6 kN.m

Mn=89.6/0.9=99.6

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{99.6 * (10)^{-3}}{(0.9)(0.19)^2} = 3.06$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20\ .6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20\ .6 * 3.06}{420}}\right) = 0\ .007946$$

$A\,s_{(req)} = 0.007946(900)\ (190) = 1359\ \text{mm}^2$

$A\,s_{(req)} = 1359\ \text{mm}^2 > A\,s\ \text{min} = 570\text{mm}^2$

Select 7 Φ 16with $A_{S\ prov.}$ =1406 mm².

* Check strain:

Tension = Compression

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

$$1406 * 420 = 0.85 \times 24 \times 900 \times a$$

$$a = 32.18mm$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{32.18}{0.85} = 37.86mm$$

$$£_s = \frac{190 - 37.86}{37.86} \times 0.003 = 0.012$$

$$£_s = 0.012 > 0.005$$

OK…….

4.4.1.5 Design of Shear :

1»V_u =171.8 (Max. value of Vu in field 1)

$$\Phi vc + (2/3)\Phi \frac{\sqrt{fc'}}{1} bw * d$$

$$=105 + (2/3)0.75 \frac{\sqrt{24}}{1} 0.9 * 0.19 = 523 \text{ KN} > 171.8 \text{ KN}$$

The dimensions are big enough

$$Vc = \frac{\sqrt{fc'}}{6} * bw * d = \frac{\sqrt{24}}{6} * 0.9*0.19 = \underline{\mathbf{140\ KN}}$$

$$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} * bw * d = (0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 0.9* 0.19) = \underline{\mathbf{105\ KN}}$$

$$\Phi V_{s\,min} = \Phi (\frac{1}{3} * bw * d) = 0.75(\frac{1}{3} *0.9*0.19) = \underline{\mathbf{42.7\ KN}}$$

$$\Phi Vc + \Phi * bw * d \frac{\sqrt{fc'}}{3} = 105 + 0.75* 0.9 * 0.19 \frac{\sqrt{24'}}{3} = \underline{\mathbf{314.43}}$$

$$\Phi Vc + \Phi V_{Smin} < V_u < \Phi Vc + \Phi * bw * d \frac{\sqrt{fc'}}{3}$$

$147.7 < 171.8 < 314.43$

Item4

$V_S = V_u / \Phi - Vc = (171.8/0.75) - 140 = 89$ KN.

$$Av/s = (Vs/fyt * d) = 89/420 * 0.19 = 1.12$$

$$\frac{2 \times 79}{S} = 1.12$$

$$S = 0.141m$$

$$S < 600mm$$

$$S < d/2 = 95mm$$

use 2 legs¤ 10 @ 10 cm C/C

2»V_u = -132.1 KN (Max. value of Vu in field 2)

Vc = $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ * bw * d = $\frac{\sqrt{24}}{6}$ * 0.9*0.19=**<u>140 KN</u>**

Φ Vc = Φ * $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ * bw * d= (0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ * 0.9* 0.19) = **<u>105 KN</u>**

Φ $V_{s\,min}$ = Φ ($\frac{1}{3}$ * bw * d)= 0.75($\frac{1}{3}$ *0.9*0.19) = **<u>42.7 KN</u>**

Φ Vc ≤ Vu ≤ Φ Vc + Φ Vsmin

105 < 132.1 < 147.7

Item 3

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

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

$$\frac{Av}{S_{req}} = \frac{1}{3}\frac{bw}{fy} \Rightarrow S_{req} = \frac{3 \times 2 \times 79 \times 10^{-6} \times 420}{0.9} = 0.22m$$

$$\frac{Av}{S_{req}} \geq \frac{1}{16}\frac{\sqrt{fc'}}{fy} \times bw \Rightarrow S_{req} = \frac{2 \times 79 \times 10^{-6} \times 16 \times 420}{\sqrt{24} \times 0.9} = 0.24m$$

$S < 600mm$

$S < d/2 = 95mm$

use 2 legs¤ 10 @ 10 cm C/C

3»V_u = 91.2 KN (Max. value of Vu in field 3)

Vc = $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ * bw * d = $\frac{\sqrt{24}}{6}$ * 0.9*0.19=**<u>140 KN</u>**

Φ Vc = Φ * $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ * bw * d = (0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ * 0.9* 0.19) = **<u>105 KN</u>**

Φ Vc/2< V_u< Φ Vc

52.5 < 91.2 < 105

Item2

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

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

$$\frac{Av}{S_{req}} = \frac{1}{3}\frac{bw}{fy} \Rightarrow S_{req} = \frac{3 \times 2 \times 79 \times 10^{-6} \times 420}{0.9} = 0.22m$$

$$\frac{Av}{S_{req}} \geq \frac{1}{16}\frac{\sqrt{fc'}}{fy} \times bw \Rightarrow S_{req} = \frac{2 \times 79 \times 10^{-6} \times 16 \times 420}{\sqrt{24} \times 0.9} = 0.24m$$

$S < 600mm$

$S < d/2 = 95mm$

use 2 legs¤ 10 @ 10 cm C/C

4»V_u = 108.7 KN (Max. value of Vu in field 4)

Vc = $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ * bw * d = $\frac{\sqrt{24}}{6}$ * 0.9*0.19=**<u>140 KN</u>**

Φ Vc = Φ * $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ * bw * d = (0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ * 0.9* 0.19) = **<u>105 KN</u>**

Φ V_{smin} = 0.75 ($\frac{1}{3}$) * bw * d = Φ ($\frac{1}{3}$ * bw * d) = 0.75($\frac{1}{3}$*0.9*0.19) = **<u>42.7 KN</u>**

Φ Vc ≤ Vu ≤ Φ Vc + Φ Vsmin

105 < 108.7 < 147.7

Item 3

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

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

$$\frac{Av}{S_{req}} = \frac{1}{3}\frac{bw}{fy} \Rightarrow S_{req} = \frac{3 \times 2 \times 79 \times 10^{-6} \times 420}{0.9} = 0.22m$$

$$\frac{Av}{S_{req}} \geq \frac{1}{16}\frac{\sqrt{fc'}}{fy} \times bw \Rightarrow S_{req} = \frac{2 \times 79 \times 10^{-6} \times 16 \times 420}{\sqrt{24} \times 0.9} = 0.24m$$

$S < 600mm$

$S < d/2 = 95mm$

use 2 legs¤ 10 @ 10 cm C/C

5»V_u = -132.5 KN (Max. value of Vu in field 5)

Vc = $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ * bw * d = $\frac{\sqrt{24}}{6}$ * 0.9*0.19=**<u>140 KN</u>**

Φ Vc = Φ * $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ * bw * d = (0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ * 0.9* 0.19) = **<u>105 KN</u>**

Φ Vsmin = 0.75 ($\frac{1}{3}$) * bw * d = Φ ($\frac{1}{3}$ * bw * d)= 0.75($\frac{1}{3}$ *0.9*0.19) = **<u>42.7 KN</u>**

Φ Vc ≤ Vu ≤ Φ Vc + Φ Vsmin

105 < 132.5 < 147.7

Item 3

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

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

$$\frac{Av}{S_{req}} = \frac{1}{3}\frac{bw}{fy} \Rightarrow S_{req} = \frac{3 \times 2 \times 79 \times 10^{-6} \times 420}{0.9} = 0.22m$$

$$\frac{Av}{S_{req}} \geq \frac{1}{16}\frac{\sqrt{fc'}}{fy} \times bw \Rightarrow S_{req} = \frac{2 \times 79 \times 10^{-6} \times 16 \times 420}{\sqrt{24} \times 0.9} = 0.24m$$

$S < 600mm$

$S < d/2 = 95mm$

use 2 legs¤ 10 @ 10 cm C/C

4.4.2 Design of Beam 50 (h 25 cm) :

4.4.2.1 Load Calculations :

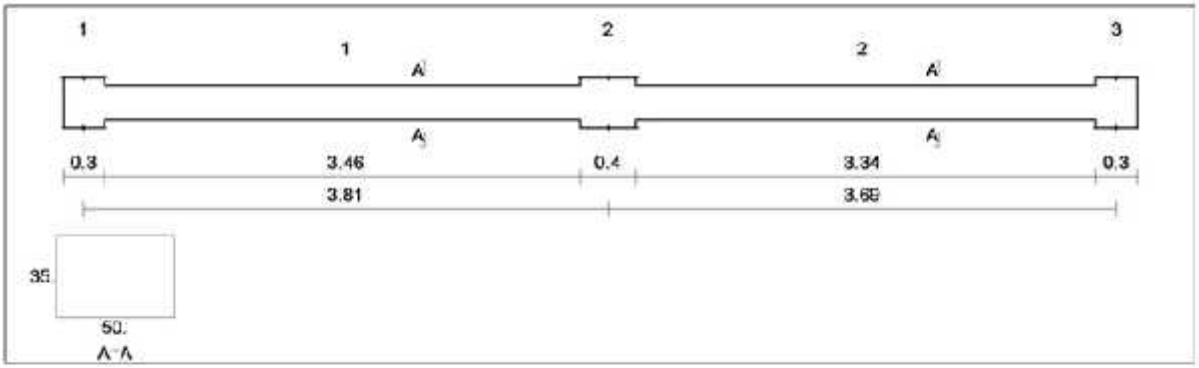
$$WD = \frac{D.L}{0.52} * disC / C + b * h * 24.5 \ + \text{D.L OF WALL}$$

$$WD = \frac{4.5}{0.52} * 2.25 + 0.5 * 0.35 * 24.5 + 25 \ = 49.4$$

L.L=3.5*2.25=7.87

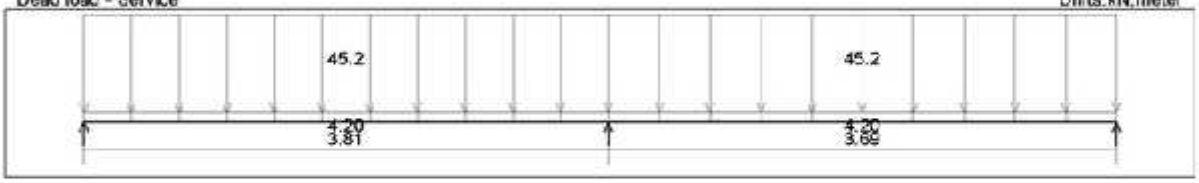
b =50 cm h =35 cm

Geometry Units:meter,cm

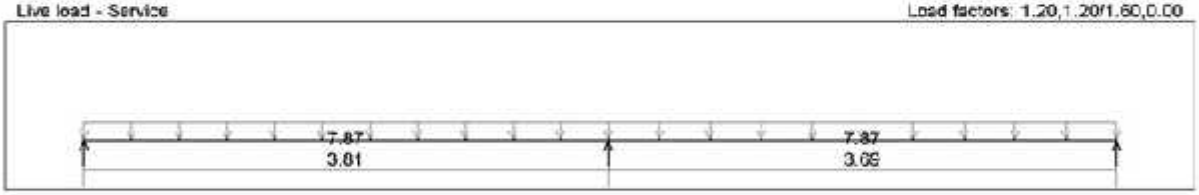


Loading

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

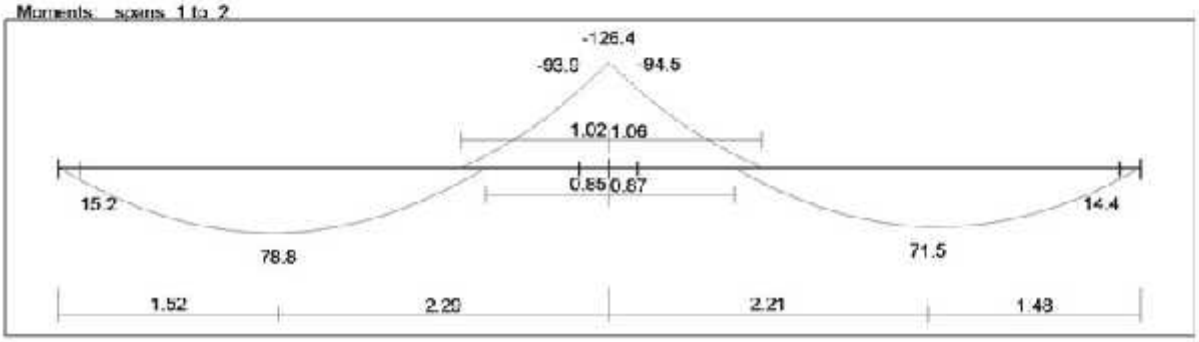


Live load - Service
Load factors: 1.20,1.20/1.60,0.00



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

Moments spans 1 to 2



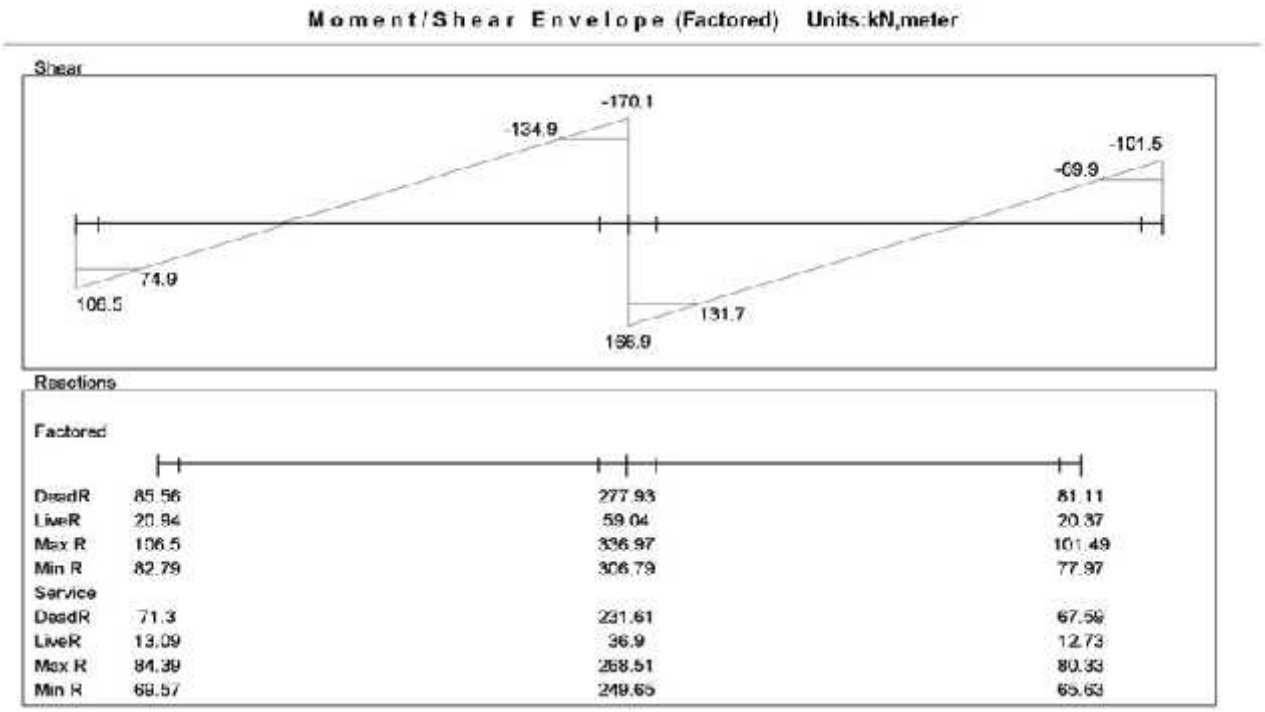


Fig. (4-8) Moment & Shear Envelope

4.4.21.2 Checking Doubly section:-

M_{umax} =94.5kN.m
d = 350-40-10-20/2 =290mm

Cmax=3/7*d =3/7*290=124.3mm

a max=0.85*124.3=106mm

$$Mn\ max = 0.85\ f_c\ b\ a(d - 0.5a)$$

$$Mn\ max = 0.85 * 24 * 0.5 * 0.106(0.29 - 0.5 * 0.106) = 256Kn.m$$

$$\Phi = 0.65 + \frac{250}{3}(0.004 - 0.002) = 0.817$$

Φ Mn max = 256*0.817 = 209 > 94.5

Singly reinforcement

4.4.2.3 Design of Positive Moment :

1» Mu = 78.8 KN.m

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

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(500)(290) = 423mm^2$$

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

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420}(500)(290) = 483mm^2$$

$$A_s \text{ min} = 483\text{mm}^2 \geq 423\text{mm}^2$$

A_s min =483mm^2 …… control

m = 420/(0.85*24)=20.6

Mn=78.8/0.9=87.5

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{87.5*(10)^{-3}}{(0.5)(0.29)^2} = 2.08$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*2.08}{420}}\right) = 0.005235$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.005235(500) (290) = 759 mm^2 > A_s min = 483mm^2

Select4 Φ 16 with $A_{S\ prov.}$ = 800mm².

*** Check strain:**

Tension = Compression

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

$$800 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 500 \times a$$

$$a = 33mm$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{33}{0.85} = 38.8mm$$

$$£_s = \frac{290 - 38.8}{38.8} \times 0.003 = .0194$$

$$£_s = 0.0194 > 0.005$$

Ok …….

2» Mu = 71.5 KN.m

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

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(500)(290) = 423mm^2$$

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

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{420}(500)(290) = 483mm^2$$

$$A_s\ \min = 483\text{mm}^2 \geq 423\text{mm}^2$$

$$A_s\ \min = 483\text{mm}^2$$

m = 420/(0.85*24)=20.6

Mn=71.5/0.9=79.45

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{79.45*(10)^{-3}}{(0.5)(0.29)^2} = 1.89$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*1.89}{420}}\right) = 0.00473$$

$$A_{s\,(req)} = 0.00473(500)\,(290) = 685\ \text{mm}^2$$

$$A_{s\,(req)} = 685\text{mm}^2 > A_s\ \min = 483\text{mm}^2$$

Select4 Φ 16 with $A_{S\ prov.}$ = 800mm².

* Check strain:

Tension = Compression

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

$$800 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 500 \times a$$

$$a = 33mm$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{33}{0.85} = 38.8mm$$

$$£_s = \frac{290 - 38.8}{38.8} \times 0.003 = .0194$$

$$£_s = 0.0194 > 0.005$$

Ok……..

4.4.2.4 Design of Negative Moment :

1»Mu= -94.5Kn.m

Mn=94.5/0.9=105

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{105 * (10)^{-3}}{(0.5)(0.29)^2} = 2.497$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20\ .6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20\ .6 * 2\ .497}{420}}\right) = 0\ .00636$$

$A\,s_{(req)} = 0.00636(500)\ (290) = 922.5mm^2$

$A\,s_{(req)} = 922.5mm^2 > A\,s\ \min = 483mm^2$

Select 4Φ 18 with $A_{S\ prov.} = 1017mm^2$

* Check strain:

Tension = Compression

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

$$1017 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 500 \times a$$

$$a = 41.8mm$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{41.8}{0.85} = 49.2mm$$

$$£_s = \frac{290 - 49.2}{49.2} \times 0.003 = 0.015$$

$$£_s = 0.015 > 0.005$$

OK…….

4.4.2.5 Design of Shear :

1»V_u =- 134.9 (Max. value of Vu in field 2)

Φ vc+ (2 /3)Φ $\frac{\sqrt{fc'}}{1}$ bw * d

= 88.8+ (2 /3)0.75 $\frac{\sqrt{24}}{1}$ 0.5 * 0.29=444 KN > 134.9 KN

The dimensions are big enough

Vc = $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ * bw * d = $\frac{\sqrt{24}}{6}$ * 0.5*0.29=118KN

Φ Vc = Φ * $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ * bw * d = (0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ * 0.5* 0.29)

Φ Vc = 88.8 KN.

Φ V_{smin} = 0.75 ($\frac{1}{3}$) * bw * d

Φ $V_{s\,min}$ = Φ ($\frac{1}{3}$ * bw * d)= 0.75($\frac{1}{3}$ *0.5*0.29) = 36.25KN.

Φ Vc+ Φ* bw * d $\frac{\sqrt{fc'}}{3}$ = 88.8+ 0.75* 0.5 * 0.29 $\frac{\sqrt{24'}}{3}$ =266.4

Φ Vc+ Φ V_{Smin}< V_u< Φ Vc+ Φ* bw * d $\frac{\sqrt{fc'}}{3}$

125.05 < 134.9 < 266.4

Item4

$V_S = V_u / \Phi$ - Vc =(134.9/0.75)-118= 61.87KN.

$Av / s = (Vs / fyt * d) = 61.87 / 420 * 0.29 = 0.508$

$\frac{2 \times 79}{S} = 0.508$

$S = 0.311m$

$S < 600mm$

$S < d / 2 = 145mm$

use 2 legs¤ 10 @ 15 cm C/C

2»V_u = ١٣١.٧ KN (Max. value of Vu in field 1)

Vc = $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ * bw * d = $\frac{\sqrt{24}}{6}$ * 0.5*0.29 = 118KN

Φ Vc = Φ * $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ * bw * d = (0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ * 0.5* 0.29)

Φ Vc = 88.8 KN.

Φ V_{smin} = 0.75 ($\frac{1}{3}$) * bw * d

Φ $V_{s\,min}$ = Φ ($\frac{1}{3}$ * bw * d)= 0.75($\frac{1}{3}$ *0.5*0.29) = 36.25KN.

Φ Vc+ Φ* bw * d $\frac{\sqrt{fc'}}{3}$ = 88.8+ 0.75* 0.5 * 0.29 $\frac{\sqrt{24'}}{3}$ =266.4

Φ Vc+ Φ V_{Smin}< V_u< Φ Vc+ Φ* bw * d $\frac{\sqrt{fc'}}{3}$

125.05 < 131.7 < 266.4

Item4

$V_S = V_u / \Phi - Vc$ =(131.7/0.75)-118= 57.6KN.

$Av / s = (Vs / fyt * d) = 57.6 / 420 * 0.29 = 0.743$

$\frac{2 \times 79}{S} = 0.743$

$S = 0.212m$

$S < 600mm$

$S < d / 2 = 145mm$

use 2 legs¤ 10 @ 15 cm C/C

4.5 Design of Column :

Select column **(C04)** for design

Dimension= **40cm * 40cm**

4.5.1 Load Calculation:

Pu =2040 KN

Pn =2040/ (0.65) = 3138.5 KN

4.5.2 Determination of Ag_{req}

$$°g = 1.6\ \%$$

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

$$3138.5 = 0.8 * Ag[0.85 * 24 + 0.016 * (420 - 0.85 * 24)]$$

$$Ag = 1464.2 cm^2$$

Use 40×40 cm with Ag = 1600 cm² > Agreq = 1464.2 cm²

4.5.3 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 = 3.4 m

M1/M2 =1

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

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

$$\frac{1*3.4}{0.3*0.4} = 28.33 > 22$$

$\therefore long\ Coloumn\ in$ The two directions

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

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

$${}_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{(1320)}{2040} = 0.647$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.4*0.4^3}{12} = 0.00213\ m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23270.15*10^6*0.00213}{1+0.647} = 12.038MN.m^2$$

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

$$P_c = \frac{3.14^2*12.038}{(1.0*3.4)^2} = 10.267MN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \quad \text{..... ..ACI 318 - 2002 (Eq.10 - 16)}$$

$$Cm = 1 \quad \text{..... According to ACI 318 - 2002 (10.10.6.4)}$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1-(Pu/0.75P_{c)}} \geq 1.0 \quad \text{..... ..... ACI 318 - 2002 (Eq. 10 - 12)}$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-(2040/0.75*10.267*10^{3})} = 1.36 > 1$$

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

$$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.027*1.36 = 0.03672$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.03672}{0.5} = 0.0918$$

From Interaction Diagram

$$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{2040}{0.4\times0.4} \times \frac{145}{1000} = 1848.8\ Psi$$

$$°_g = 0.01$$

$$A_s = ° \times A_g = 0.01\times400\times400 = 1600\ mm^{2}`$$

$$\therefore Use 8¤16$$

4.5.4 Design of the Reinforcement:

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

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

$S \leq$ Least dimension.

$$spacing \leq 16 \times d_b = 16 \times 1.6 = 25.6\ cm$$

$$spacing \leq 48 \times d_t = 48 \times 1.0 = 48\ cm$$

$$spacing \leq least\ .\dim. = 40\ cm$$

$$Use ¤10@20cm$$

4.5.5 Column Detail

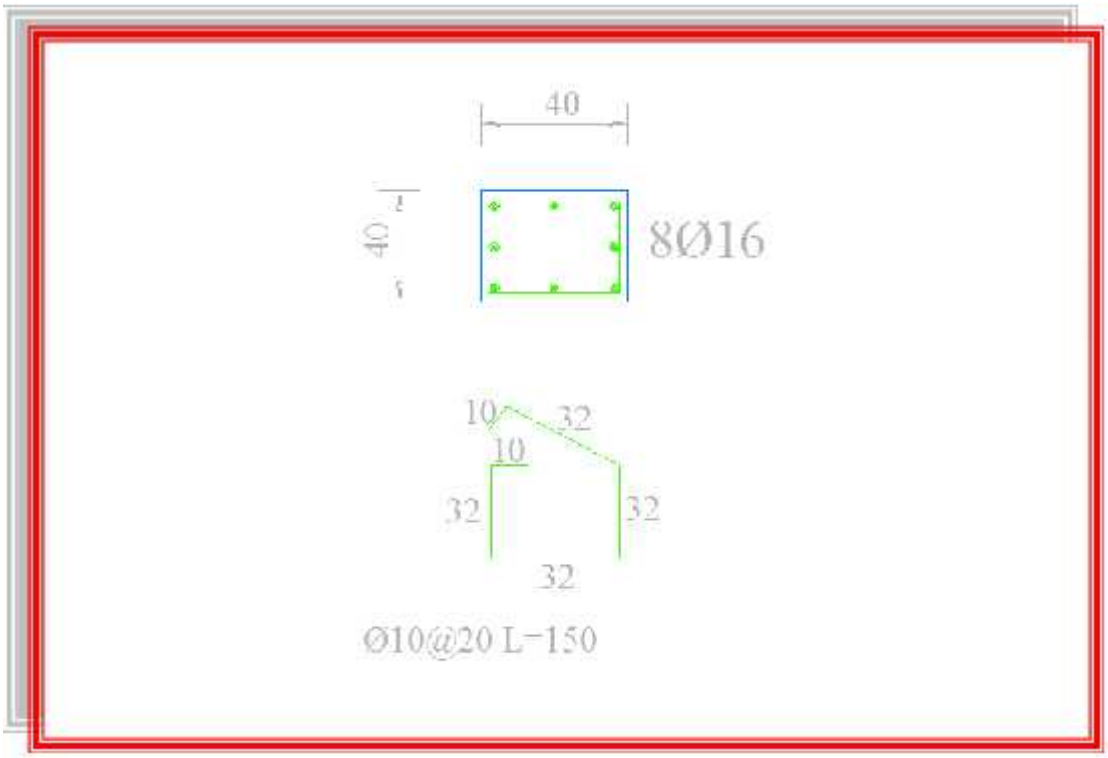


Fig. (4-9) Column Details

4.6 Design of Stairs :

⇒ **Use h = 20cm**.

$\theta = \tan^{-1}(170 / 300) = 30^{o}$

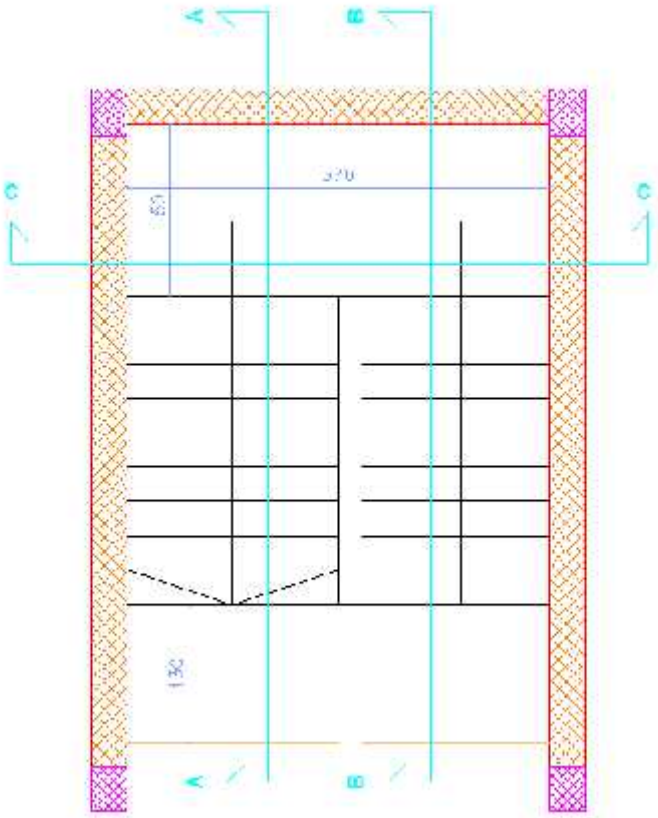


Fig. (4-10) Stairs plan

Load Calculations at section (A-A):

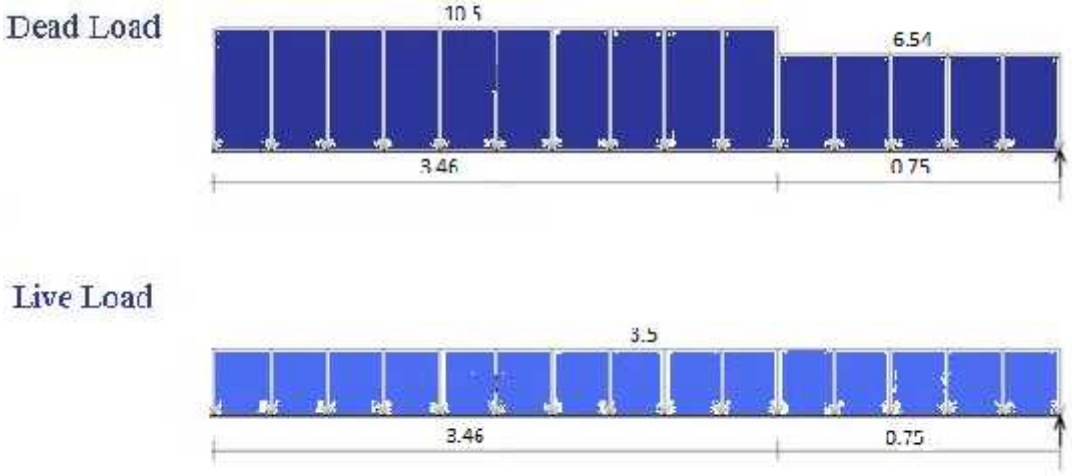


Fig. (4-11) : Loads on stairs

4.6.1 Load on Stringer:

Dead Load:

Tiles = 0.03*27*((0.33+0.17)/0.30) = **1.35 KN/m**.

mortar = ((0.17+0.33)/0.3)*0.02*22= **0.733 KN/ m**.

Plaster = (0.02*22)/ (Cos 30) = **0.51 KN/ m**.

Steps = ((0.17*0.3)/2) * 25/0.3=**2.125 KN/ m**.

Slab = 0.20 *25/ Cos 30 =**5.78 KN/ m**.

Total dead load = 10.5 KN/m

Live load:

Live load for stairs =3.5 KN/ m^2.

Factored load

q_u =1.2*10.5+ 1.6*3.5 = 18.2 KN/ m^2.

For one meter Strip, q_u = 18.2 KN/ m .

4.6.2 Load on landing :-

Dead Load:

- **Tiles** = 0.03*22 kN/m^2
- **Mortar** =0.02*22 kN/m^2
- **Slab** = 0.20*25 = 5 KN/m^2.
- **Plaster** = 0.02*22 = 0.44KN/m^2.

Total dead load = 0.66 + 0.44 + 5+0.44

= 6.54 KN/m^2.

Live load:

Live load for stairs =3.5 KN/ m^2.

Factored load

q_u =1.2*6.54+ 1.6*3.5 = 13.45 KN/ m^2.

For one meter Strip, q_u = 13.45 KN/ m .

4.6.3 Design of Shear :

- Assume Ø 14 for main reinforcement:-

So, d = 200-20 -14 = 166 mm = 16.6 cm

Take d= 16.6 cm

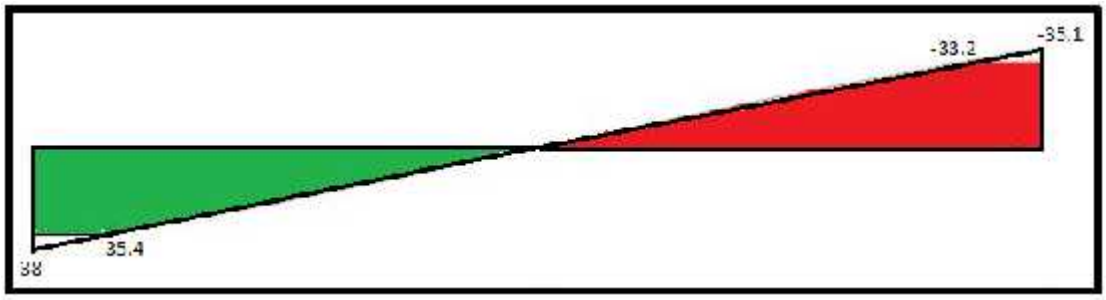


Fig. (4-12) : Shear Envelope

- Vu = 35.4 KN .
- $\text{¤}Vc = \frac{\text{¤}\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$
- $\text{¤}Vc = \frac{0.75*\sqrt{24}*1*0.166}{6} = 101.6KN$
- Vu = 35.4 KN < Ø.Vc = 101.6 KN .

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

4.6.4 Design of Bending Moment :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair

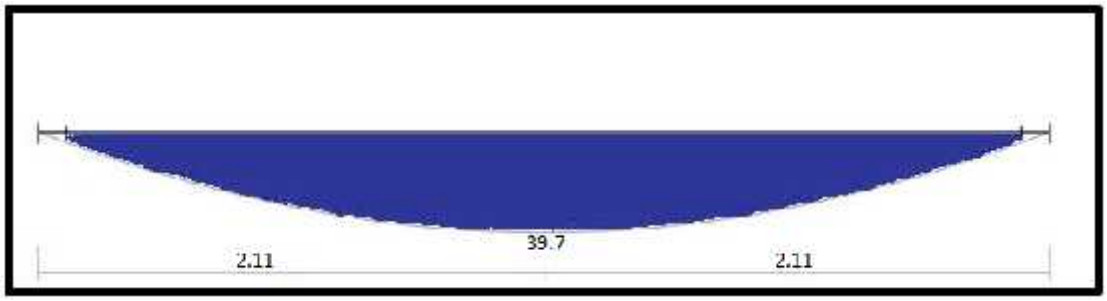


Fig. (4-13) : Moment Envelope

Mu = 39.7 kN.m

Mn $_{req}$ = Mu / 0.9 = 39.7 / 0.9 = 44.1 KN.m.

d = 16.6 cm.

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

$$= \frac{44.1*10^6}{1000*166^2} = 1.6MPa \ .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.59*1.6}{420}}\right) = 0.0039$$

As $_{req}$ = 0.0039*100*16.6 = 6.47 cm$^{2.}$

$$\mathbf{A}s \ \min = 0.0018*b*h = 0.0018*100*20 = 3.6cm^2$$

A s min = 3.60 ≤ A$_{s\ req}$ = 6.47

Use Φ 14 >>> 647/154 = 4.2

Use 1Φ 14 @ 20 cm c/c ……. with As =(100 / 20)*1.54 = 7.7 cm².

As provided = 7.7 > As req.……..**OK.**

Check for strain:

Tension = Compression

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

$$770 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 15.8mm = 1.58cm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{15.8}{0.85} = 18.6mm$$

$$£_s = \frac{166 - 18.6}{18.6} * 0.003$$

$$£_s = 0.024 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.6.5 Secondary reinforcement:

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

Use Φ10>>> **3.6/0.79 = 4.56**

Use Φ10 @ 20 cm …….. With As = (100 / 20)*0.79 = 3.95 cm².

4.6.6 Stairs at section (A-A) Details:-

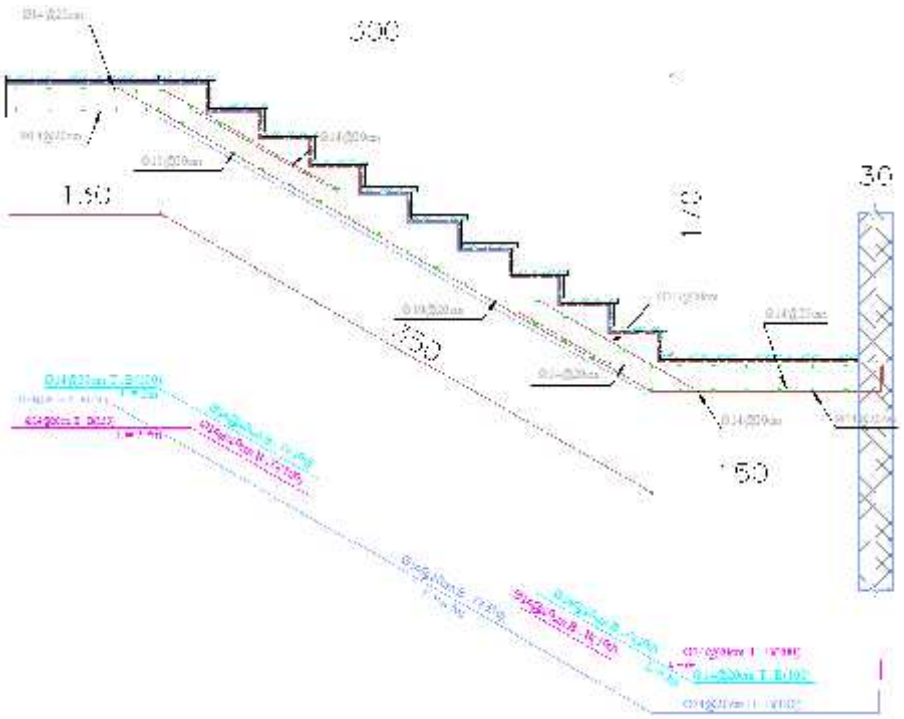


Fig. (4-14): Stair Section

4.7 Design of Shear wall :

4.7.1 Factors:

Z = 3.0
R = 5.5
I = 1.0
Ca = 0.24
Ct = 0.0488
Cv = 0.24

Where:

Z = seismic zone factor as given in Table 16-I.
R = numerical coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force resisting systems, as set forth in Table 16-N or 16-p**.**
I = importance factor given in Table 16-K.
Ca = seismic coefficient, as set forth in Table 16-Q.
Ct = numerical coefficient given in Section 1630.2.2.
Cv = seismic coefficient, as set forth in Table 16-R.
hi, hn, hx = height in feet (m) above the base to Level i, n or x, respectively.

4.7.2 Shear and Moment Diagram:

By Using Software (Etabs 9.5), We Get the shear wall Analysis Results as shown in the following Diagram:-

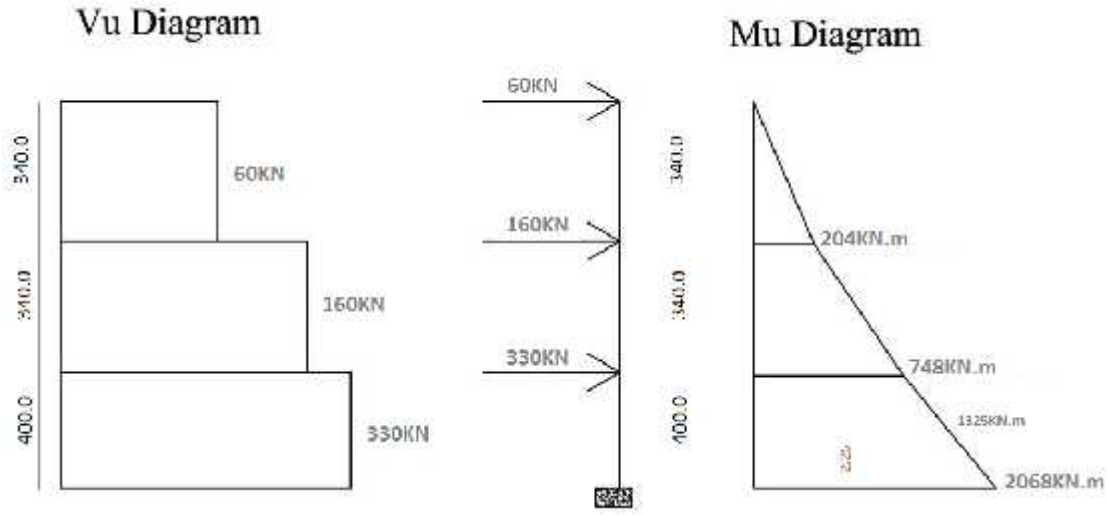


Fig. (4-15) : Shear/Moment on Shear Wall

4.7.3 Design:

Fc =24 MPa

fy =420 MPa.

h=30cm. Shear wall thickness.

L_w= 4.5 m. shear wall width

H_w=10.8m. Building height

N_u= 490 kN

Lw/2 = 4.5/2 = 2.25 m …….. (Control)

hw/2 = 10.8/2 = 5.4 m

d= 0.8 * Lw = 0.8 * 4.5 = 3.6 m

$$V_{C1} = \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b \times d$$

$$V_{C1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.3 \times 3.6 = 881kN ....Control$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{f_c} * b * d}{4} + \frac{N_u * d}{4 * l_w}$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{24} * 0.3 * 3.6}{4} + \frac{0.49 * 3.6}{4 * 4.5} = 1420kN$$

$$V_{c3} = \left(\frac{\sqrt{f_c}}{2} + \frac{l_w \left(\sqrt{f_c} + \frac{2 * N_u}{L_w * b} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right) * \frac{b * d}{10}$$

Mu at critical section = 748 + 330(4 – 2.25) = 1325.5 kN.m

$$V_{c3} = \left(\frac{\sqrt{24}}{2} + \frac{4.5 \left(\sqrt{24} + \frac{2 * 0.49}{4.5 * 0.3} \right)}{\frac{1325.5}{330} - \frac{4.5}{2}} \right) * \frac{0.3 * 3.6}{10} = 1812kN$$

$$Vs = \frac{Vu}{\emptyset} - Vc$$

$Vu/\emptyset$ <VC

$$\left(\frac{Av.h}{s_2}\right)_{min} = 0.0025 * h = 0.0025 * 0.3 = 0.00075$$

S ≤(L_w / 5) = 4500/5 = 900 mm

$S_2 \leq 3 * b = 3 * 300 = 300$ mm

$$\left(\frac{Av.h}{s_2}\right)_{min} = 0.00075$$

Try ▫10

$$\left(\frac{2 * 79 * 10^{-6}}{s}\right) = 0.00075$$

S = 0.2107 m

Use ▫10 @ 20 cm c/c

4.7.4 Design of Vertical Shear Reinforcement:-

$$A_{vn} = \left\{0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{l_w}\right) * \left(\frac{A_{vh}}{s_2 * h} - 0.0025\right)\right\} * s * h$$

$$A_{vn} = \left\{0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{10.8}{4.5}\right) * \left(\frac{2 * 79}{200 * 300} - 0.0025\right)\right\} * s * h$$

$$A_{vn} = 0.002506 * s * h$$

$$A_{vn} = 0.002506 * s * 0.3$$

try Φ 10

$$\left(\frac{2 * 79 * 10^{-6}}{s}\right) = 0.00075$$

S = 0.2107 m

S ≤ L_w/3 = 4500 /3 = 1500mm

≤ 450mm

≤ 3 * h = 3*300 = 900 mm

Use ▫10 @ 20 cm c/c

$$C \geq \frac{l_w}{600 * (\pounds u / h_w)}$$

£u/hw = 0.007

$$C \geq \frac{4.5}{600 * 0.007} = 1.07$$

boundary element length = C – 0.1 * l_w

= 1.07 – 0.1* 4.5 = 0.62 m

≥ 1.07 /2 = 0.52 m

The boundary element length = 65 cm

Ast = (4.5/0.2) * 2 * 79 =3555 mm^2

$$\frac{z}{l_w} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 * \beta * f_c * l_w * h}{A_{st} * f_y}}$$

$$\frac{z}{l_w} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 * \beta * f_c * l_w * h}{A_{st} * f_y}}$$

$$\frac{z}{l_w} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 * 0.85 * 24 * 4.5 * 0.3}{3555 * 10^{-6} * 420}} = 0.05657$$

$M_n = 0.9*(0.5 *Ast*F_y*l_w* (1-Z/l_w))$

$M_n = 0.9*(0.5 *3555*10^{-6}*420*4.5* (1-0.05657))$

M_n = 2.85 MN.m

The max.moment 2068 < 2850

Use the min. reinforcement

$$Ast = 0.01 * 650 * 300 = 1950 mm2$$

Use 10 Φ 16 …… A_s = 2010 mm^2

4.7.5 Details:

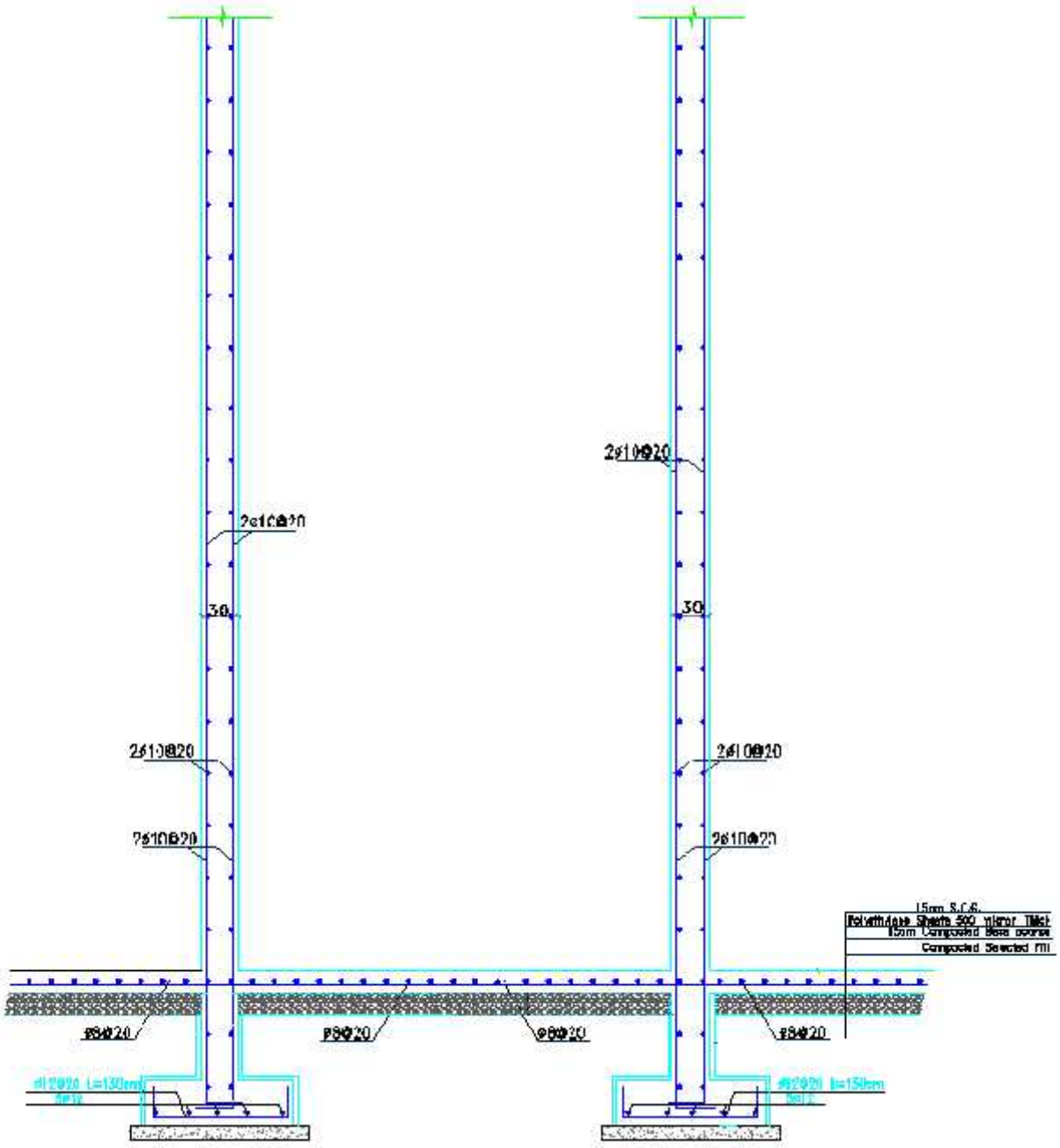


Fig. (4-16) : Shear Wall Details

4.8 Design of isolated footing (Foun 04) :

4.8.1 Design of Footing Area:

To determine the required footing area, the total service load will be used

Column dimension = (40×40)cm

Allowable soil pressure =٤٥٠KN/m²

Area = Total service load / Soil Pressure

= ٤٥٠+١١٠٠ KN /450 KN/m²

= 3.44 m^2

L=B=$\sqrt{3.44}$

Use the Area of the footing (1.9 ×1.9) m^2

$$wu = \frac{1.2 \times PD + 1.6 \times PL}{A_{Provided}} = \frac{1.2 \times 1100 + 1.6 \times 450}{1.9 \times 1.9} = 565 KN/m^2 < 1.4 \times 450 = 630 KN/m^2 .....OK$$

4.8.2 Determine the depth of footing based on shear strength:

Assume h = 650 mm …

d =650-75-20 =555 mm

4.8.3 Check for one way shear strength:

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

$\frac{1.9-.4}{2}=0.75m$

$Vu=\pm *\left(\frac{L_{Foundation}}{2}-(\frac{a}{2}+d)\right)*B_{Foundation}$

$Vu=565\times(0.75-0.555)\times1.9=209.33KN$

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

$¤.Vc=0.75\times\frac{1}{6}\times\sqrt{24}\times1.9\times0.555\times1000=645.75KN$

$¤.Vc=645.75KN>Vu=209.33KN$ OK……..

4.8.4 Check for two way shear action punching:

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

$$.V_c=.\frac{1}{12}\left(1+\frac{4}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

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

$$.V_c=\frac{4}{12}\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

Where:

$$_C=\frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)}=\frac{40}{40}=1$$

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

$b_o=4\times(0.4+0.555)=3.82$

$\sim_s=40$ for interior column

$V_C=0.5\sqrt{fc}b_o d$

$V_C = 0.484\sqrt{f_c'}\, b_o d$

$V_C = 0.333\sqrt{f_c'}\, b_o d$ …… it is the control

¤.$V_C = 0.75 \times 0.333 \times \sqrt{24} \times 3.62 \times 0.555 \times 1000 = 2596.58KN$.. *Control*

$Vu_C = \left[(1.9 * 1.9) - \langle 0.4 + 0.555 \rangle^2\right] \times 565 = 1524.355KN$

¤.$Vc = 2596.58KN > Vu = 1524.355KN$..... *satisfied*

4.8.5 Design of dowels:-

¤.$Pn = ¤.(0.85\, fc' \times A1)$

$= 0.65 \times 0.85 \times 24 \times 0.4 \times 0.4 = 2.1216MPa$

$But\ \ Pu = 1.2 \times 1100 + 1.6 \times 450 = 2.04MPa$

$$pnb = \frac{2.1216}{0.65} = 3.264$$

$$\frac{pu}{0.65} = \frac{2.04}{0.65} = 3.138$$

$$As = \frac{3.138 - 3.264}{420} = 0.0003$$

$As = 0.0003 \times 400 \times 400 = 48\, mm^2$

∴ Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

$As_{\min} = 0.005 \times Ag = 0.005 \times 400 \times 400 = 800mm^2$

Select 6Φ14

4.8.6 Design of Bending Moment:

$Mu = 565 \times (0.75) \times (0.75) \times 0.5 = 159 KN.m$

d=555mm

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{159/0.9^{-3}}{1.9 \times 0.555^2} = 0.3\ Mpa.$$

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

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

$$° = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.3}{420}}\right) = 0.0007196$$

$As_{\text{Re}q.} = ° \times b \times d = 0.0007196 \times 1900 \times 555 = 759\ mm^2$

Check $As_{\min}$

$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1900 \times 650 = 2223\ mm^2 .....control$

$\therefore As = 2223 mm^2$

*Select*12 ¤16

Check for Strain :

Tension =Compression

$As \times fy = 0.85 \times fc' \times b \times a$

$2412 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 1900 * a$

$a = 26.14 mm$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{26.14}{0.85} = 30.75$$

$$£_s = \frac{555 - 30.75}{30.75} * 0.003$$

$£_s = 0.0511 > 0.005$ .....*OK*

4.8.7 Isolated Footing Detail:

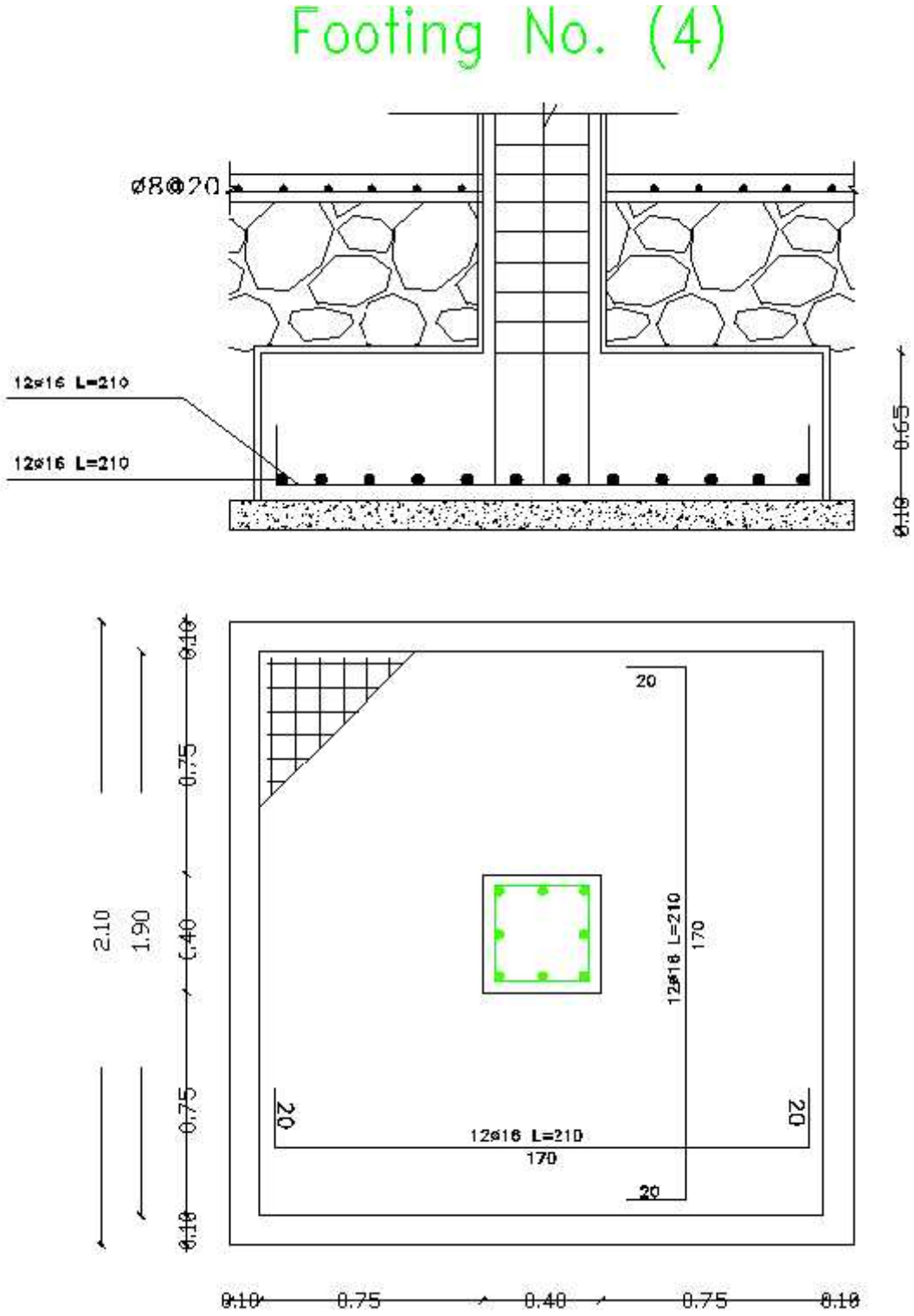


Fig. (4-17) : Footing Details

4.9 Design of combined footing (comb 01) :

Footing for the column C1 & C2:

4.9.1 Load Calculation :

C1 :40*30 ……Pu1 =1100 Kn service

C2 :40*30 …… Pu2 =1100Kn service

4.9.2 Determination of the footing dimension:

Distance between the two columns is 1.4 cm center to center

D=(1100*1.4)/ 2200=0.7 m from center of column 1

Position the center of pressure between the two coulumn

$\Rightarrow D_1 = 0.7m$ *from* $C01$*center*

$\Rightarrow D_2 = 0.7m$ *from* $C02$*center*

$l/2 = 0.7 + 0.15 + 0.65 = 1.5$

$l = 3m$

$$A_{req.} = \frac{FR}{qallownet} = \frac{2200}{450} = 4.89m^2$$

$B = 4.89/3 = 1.6m$

Pu1 =1.2*900+1.6*200=1400 Kn factored

Pu2 =1.2*900+1.6*200=1400 Kn factored

$$qu = \frac{2800}{(1.6*3)} = 583Kn/m^2$$

4.9.3 Determination of the foundation depth :

Select h =60 cm ….d =50.5 cm

4.9.4 Check for one way shear strength For Col. 1 & Col. 2 :

$V_u 1 = 1400 - 583(0.65 + 0.3 + 0.505) * 1.6$

$V_u = 42\ Kn$

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

$¤.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1.6 * 0.505 = 495Kn$

$¤.Vc = 495Kn > Vu = 42Kn$

4.9.5 Check for two way shear action punching :

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

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

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

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

$$_C = \frac{Column\ \ Length\ \ (a)}{Column\ \ Width\ \ (b)} = \frac{40}{30} = 1.33$$

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

$b_o exterior = 2 \times (0.3 + 0.65 + 0.505/2) + (0.4 + 0.505) = 3.31m$ control

$b_o \text{ int } erior = 2 \times (0.3 + 0.505) + 2 * (0.4 + 0.505) = 3.42m$

$\sim_s = 30$ …… .for exterior column

Vu=1400-((0.65+0.3+0.505/2)*(0.4+0.505))=766 KN

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{6} \times \left(1 + \frac{2}{1.33}\right) * \sqrt{24} * 1.6 * 0.505 = 2559Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o / d} + 2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{30}{(1.6 / 0.505)} + 2\right) * \sqrt{24} * 1.6 * 0.505 = 3366Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 1.6 * 0.505 = 2047Kn$$

$¤.V_C = 2047Kn$ ..... *Control*

$¤.Vc = 2047Kn > Vu_C = 766Kn$..... *satisfied*

4.9.6 Design for Bending Moment:

Bottom reinforcement

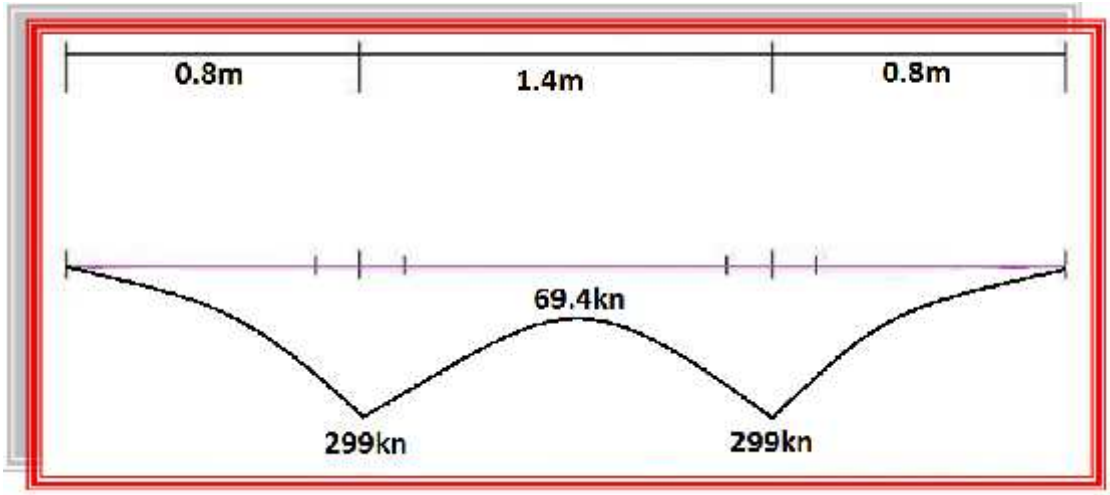


Fig. (4-18) : Moment Envelop

At section A-A

$$Mu1 = 583*0.8*(0.8/2)*1.6 = 299Kn..m$$

$$Mu2 = 583*0.8*(0.8/2)*1.6 = 299Kn..m$$

$$Mn = \frac{299}{0.9} = 332KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{332}{1.6\times(0.505)^2} = 0.814Mpa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 0.814}{420}}\right) = 0.0019784$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.0019784*1600*505 = 1599\ mm^2$$

$$As_{min} = 0.0018*b*h = 0.0018*1600*600 = 1728mm^2 .....control$$

Select 9 ¤ 16….Asprovided = $1809mm^2 > 1728mm^2$ ….ok

Check for Strain :

Tension =Compression

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

$1809 * 420 = 0.85 * 24 * 1600 * a$

$a = 23.2mm$

$c = \frac{23.2}{0.85} = 27.4$

$£_s = \frac{505 - 27.4}{27.4} * 0.003 = 0.058$

$£_s = 0.058 > 0.005$ .....*OK*

At section B-B

$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 3000 * 600 = 3240mm$

Select 17 Φ 16 ….As provided = 3417mm2 > 3240 mm2 ….ok

Check for Strain :

Tension =Compression

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

$3417 * 420 = 0.85 * 24 * 3000 * a$

$a = 23.45mm$

$c = \frac{23.45}{0.85} = 27.6$

$£_s = \frac{420 - 27.6}{27.6} * 0.003 = 0.043$

$£_s = 0.043 > 0.005$ .....*OK*

4.9.7 Check transfer of load at base of column:

$¤.Pn = ¤.(0.85\, fc' Ag)$

$¤.Pn = 0.65 * [0.85 * 24 * (300 * 400)] / 1000 = 1591KN$

$But\ \ Pu = 1400 < ¤.Pn = 1591KN$

∴ Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

$As_{min} = 0.005 * Ag = 0.005 * 300 * 400 = 600mm^2$

Use the column bars as a dowels

for col.1& col.2

$As = 6 \times 201 = 1206 > As_{min}$

∴ Use 6¤16 for dowels

4.9.8 Combined Footing Detail :

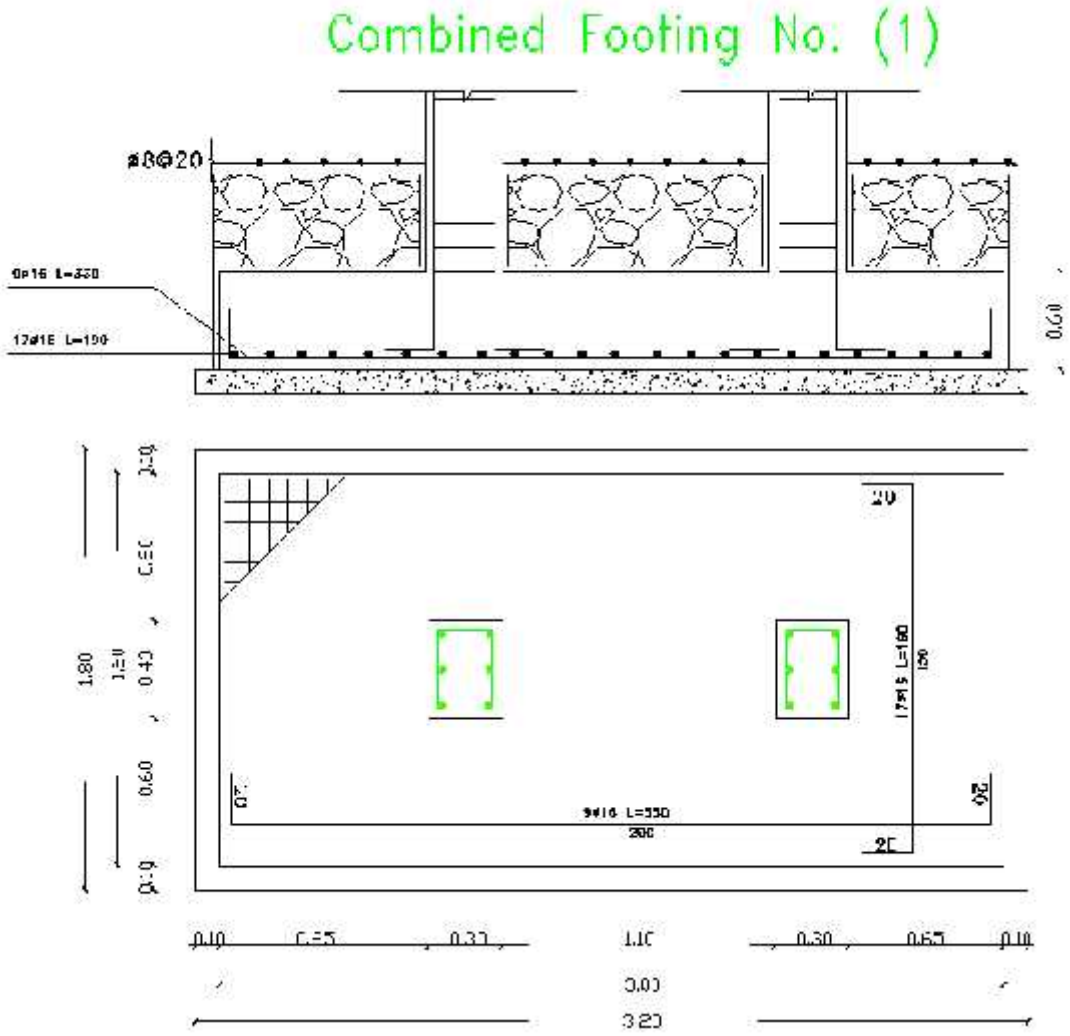


Fig. (4-19) Combined Footing Detail

4.10 Design of Strip Footing:

4.10.1 Load Calculation :

Pu=490 KN/m

Pu (service) =340 KN/m

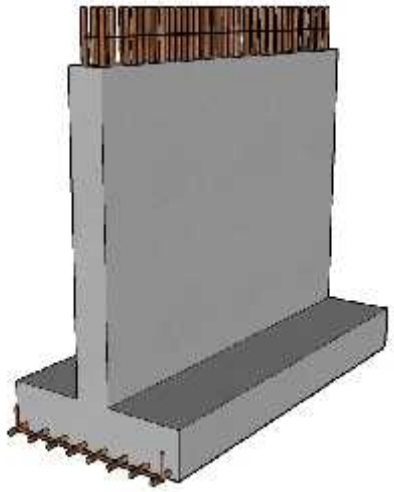


Fig.(4-20) Strip Footing Model

4.10.2 Determine the Footing Width:

Allowable soil pressure = 450 KN/m²

$$\text{Footing width} = \frac{W\ total}{allowable\ \text{soil pressure}} = \frac{350}{450} = 0.8\ \text{m}$$

so that select (B = 1m)

The main reinforcement needs an enough

Distance to anchorage development length due

to the following Equation:

ϕ 12→ LD=0.24×(420/√24)×12=247mm

(247×2)+300+(2×75)=944mm=1000mm

So select 100 cm width of strip footing.

4.10.3 Determined of footing depth :

Assume $h_{footing}$ = 30 cm

q_u= 1.2×D+1.6×L

q_u = 490 KN/m

$h_{footing}$ = 30 cm ➔ d = 30-75-20 = 205mm.

4.10.4 Bearing pressure:

$$qu = \frac{pu}{Area} = \frac{490}{1*1} = 490 KN \setminus m^2$$

$$V_n = V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_{c'}} b_w d$$

(1-0.3)/2=0.35m

0.35-d= 0.35-0.205=0.145m

Vu= 0.145×490=71.05 KN

$$¤Vc = 0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{24} \times b \times d = \frac{0.75}{6} \times \sqrt{24} \times 1 \times 0.205 \times 1000 = 125.54 KN$$

ϕ Vc=125.54 > Vu=71.05

.

4.10.5 Determine Reinforcement for Moment Strength:

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

= 490×(0.35)^2/2

⇨ Mu =30 KN.m

$$Mn = \frac{30}{0.9} = 33.33 KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{33.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.205^2} = 0.79 Mpa$$

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

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

$$° = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 0.79}{420}}\right) = 0.00192$$

$$As_{Req.} = ° * b * d = 0.00192 * 1000 * 205 = 393.6 mm^2 / m$$

$$Check \quad As_{\min}$$

$$As_{\min} = 0.0018 \times 1000 \times 300 = 540 mm^2 / m$$

$$As_{req} < As_{\min}$$

$$use ¨ 12$$

$$\frac{540}{113} = 4.78$$

$$\frac{1}{4.78} = 20 cm$$

Select Φ12 @ 20 c/c As=565 mm^2

*** Check of strain:**

Tension = Compression

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

$$565 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 11.6 mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{11.6}{0.85} = 13.68 mm$$

$$£_s = \frac{205 - 13.68}{13.68} * 0.003 = 0.042$$

$$£_s = 0.042 > 0.005 \qquad .....OK$$

4.10.6 Development length of main reinforcement:

For Φ12 bars db=12 mm

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

$$Ld = \frac{420}{2\sqrt{24}} 1*1*1*1.2$$

$$Ld = 51.4 \geq 30 cm$$

$$Available \text{ Ld} = 300 - 75 - 20 = 205 \text{mm} \leq 514 mm$$

0.24 * fy * 1.2 * 0.7 * $1/\sqrt{24}$ = 17.28 cm

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

4.10.7 Design of Secondary Bottom Reinforcement

As_{min} for shrinkage & temperature

As_{min} =0.0018 * b * h

As_{min}= 0.0018 * 1000*300

As=540 mm^2

Select 5Φ12 with $A_{s\ prov.}$ = 5.65 cm^2.

4.10.8 Design of dowels bars :

As(min) for dowels of wall:-

As(min)=0.0012×1000×300=360 mm^2

Use longitudinal shear wall bars

Use ¤ 10@ 20 cm

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

For ¤10 *bars*

$$Ld = \frac{420}{2\sqrt{24}} 1*1*1*1.0$$

$$Ld = 42.866 \geq 30cm$$

Available Ld = 300 - 75 - 20 = 205mm ≤ 514mm

0.24 * fy * 1.0 * 0.7 * 1/$\sqrt{24}$ = 14.4 cm

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

4.10.9 Strip Footing Detail:

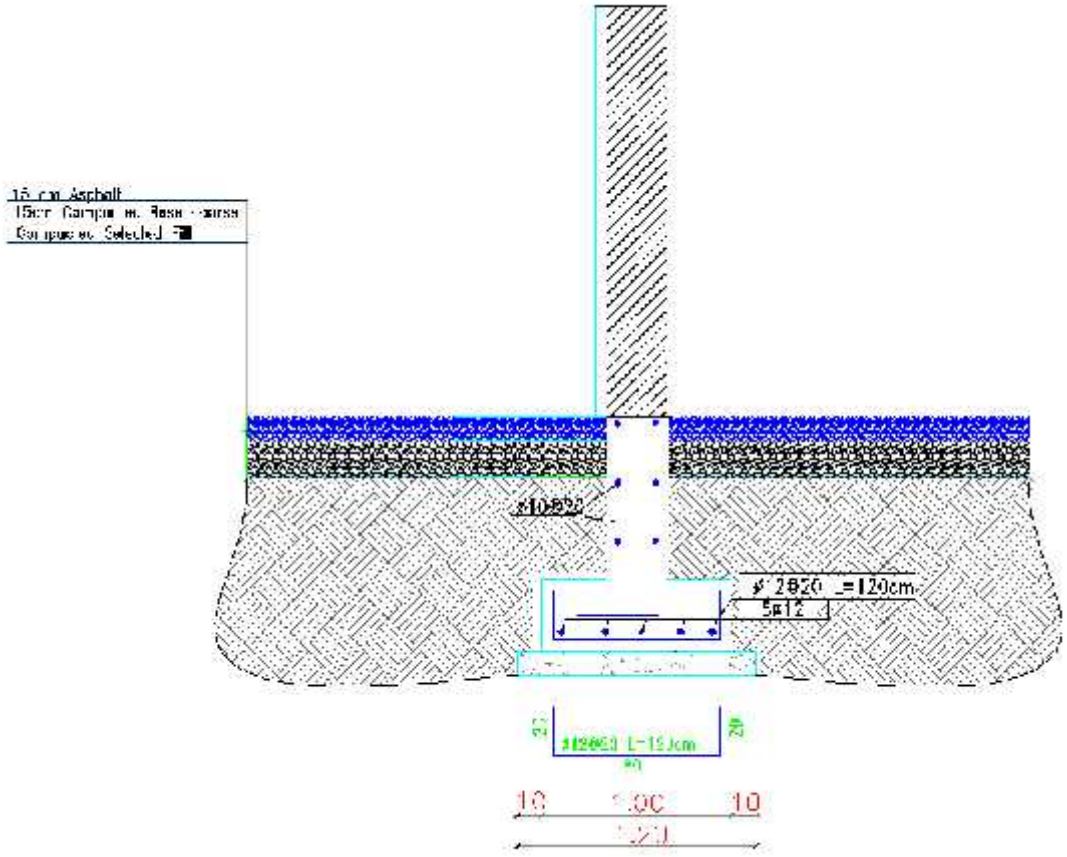


Fig. (4-21) : Strip Details

4.11 Design of Truss:

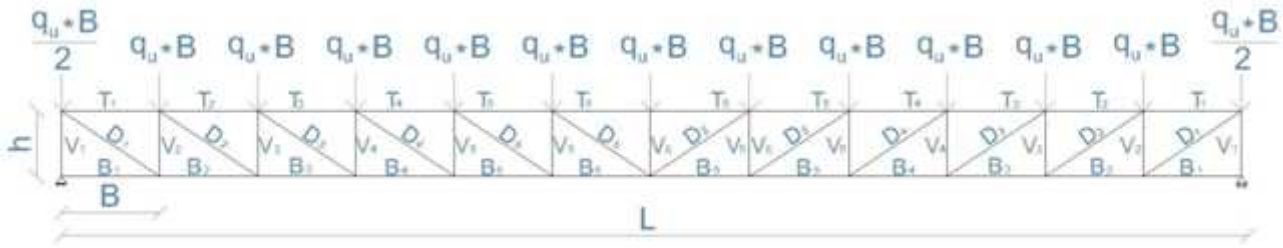


Fig. (4-22) : Truss Geometry

Space between truss and anther = 4.1 m

L =18m

B = 1.5m

h = 1 m

4.11.1 Load Calculations:

- Dead load :

dead load of corrugate sheets = 0.15 KN/m2.

dead load of purlins = 0.30 KN/m2.

dead load of installation = 0.10 KN/m2.

dead load of truss = 2 KN/m.

D.L =0.55 * 4.1 +2 = 4.3KN/m .

D.L = 4.3 *0.06852 * 103 =294.6 Ib/ft.

- Wind load :

W.L = Ce *Cq * qs * Iw

Ce = 1.54

Cq = 0.7 ……..outward

qs =20.8 Psf

Iw = 1

W.L = 1.54 *0.7 * 20.8 * 1= 22.4224 Psf

W.L = 22.4224*4.1*3.281 = 302 Ib/ft.

- Snow load :

S.L = 1.75 KN/m2 = 36.7 Psf.

S.L =36.7 *4.1 * 3.281=494 Ib/ft.

qu =1.2D.L+1.6S.L+0.8W.L

qu =1.2 * 294.6+1.6 * 494+0.8*(-302) = 902 Ib/ft = 13.16 KN/m

4.11.2 Analysis:

D1 =159.6 KN

V1 = -98.6 KN

T5 = -365.4 KN

B5 = 355 KN

4.11.3 Design:

The Diagonal and the vertical members have the same section.

The top and the bottom members have the same section.

Use A36 steel

4.11.3.1 Design of Diagonal member:

D1 =159.6 KN =35.88Kip

Yielding limit state :

$\varphi Tn \geq Tu$

$\varphi * Fy * Ag \geq Tu$

$0.9 * 36 * Ag \geq 35.88$

Ag reg =1.11 in2

Stiffens limit state :

$\frac{L}{r} \leq 300$ L =1.8m =5.9ft

$\frac{5.9 * 12}{r} \leq 300$

$r \geq 0.236in$

From Ag req =1.11 in2 and r =0.2336in

Select tube 2x2x $\frac{3}{16}$

Ag = 1.27 in2 r = 0.726 in

4.11.3.2 Design of Vertical member:

V1 = -98.6 KN = 22.17 Kip

Effective length :

For buckling about x-x & y-y

Kx = Ky =1

Lx=Ly=1*3.281*12=39.37 in

Critical stress Fcr :

Assume a middle value of $\frac{Kx * Lx}{rx} = 100$

From curve of A36 steel Fcr = 22Ksi

Required Ag

$\varphi c * Pcr \geq Pu$

$\varphi c * Fcr * Ag \geq Pu$

$0.85 * 22 * Ag \geq 22.17$

Agreq =1.19 in2

Select tube 3x3x$\frac{3}{16}$

Ag = 1.27 in2 r = 0.726 in

Effective length ratio :

$\frac{Kx * Lx}{rx} = \frac{Ky * Ly}{ry} = \frac{39.37}{1.1} = 35.8$

From curve of A36 steel Fcr = 31Ksi

Design strength:

$\varphi c * Pcr \geq Pu$

$\varphi c * Fcr * Ag \geq Pu$

$0.85 * 31 * 1.27 \geq 22.17$

$33.46 \geq 22.17$ ……..Ok

Select tube 2x2x$\frac{3}{16}$ for the Diagonal and vertical member.

4.11.3.3 Design of Top member:

T5 = -365.4 KN = 82.15 Kip

Effective length :

For buckling about x-x & y-y

Kx = Ky =1

Lx=Ly=1.5*3.281*12 =59.06 in

Critical stress Fcr

Assume a middle value of $\frac{Kx * Lx}{rx} = 100$

From curve of A36 steel Fcr = 22Ksi

Required Ag

$\varphi c * Pcr \geq Pu$

$\varphi c * Fcr * Ag \geq Pu$

$0.85 * 22 * Ag \geq 82.15$

Agreq =4.4 in2

Select tube 4x4x$\frac{3}{8}$

Ag = 5.08 in2 r = 1.45 in

Effective length ratio :

$$\frac{Kx * Lx}{rx} = \frac{Ky * Ly}{ry} = \frac{59.06}{1.45} = 40.73$$

From curve of A36 steel Fcr = 33.5Ksi

Design strength:

$\varphi c * Pcr \geq Pu$

$\varphi c * Fcr * Ag \geq Pu$

$0.85 * 33.5 * 5.08 \geq 82.15$

$144.65 > 82.15$

Smaller profile must be select

Select tube 4x4x$\frac{1}{4}$

Ag = 3.59 in2 r = 1.51 in

Effective length ratio :

$$\frac{Kx*\mathrm{Lx}}{rx} = \frac{Ky*\mathrm{Ly}}{ry} = \frac{59.06}{1.51} = 39.11$$

From curve of A36 steel Fcr = 33.6Ksi

Design strength:

$$\varphi c*\mathrm{Pcr} \geq \mathrm{P}u$$

$$\varphi c*\mathrm{Fcr}*\mathrm{Ag} \geq \mathrm{P}u$$

$$0.85*33.6*3.59 \geq 82.15$$

$$102.53 \geq 82.15$$ …….. Ok

4.11.3.4 Design of bottom member:

B5 =355 KN =79.8Kip

Yielding limit state :

$$\varphi \mathrm{Tn} \geq \mathrm{Tu}$$

$$\varphi*\mathrm{Fy}*\mathrm{Ag} \geq \mathrm{Tu}$$

$$0.9*36*\mathrm{Ag} \geq 79.8$$

Agreg =2.46 in2

Stiffens limit state :

$$\frac{L}{r} \leq 300$$ L =1.5m =4.92ft

$$\frac{4.92*12}{r} \leq 300$$

$$r \geq 0.2in$$

From Agreq =2.46 in2 and r = 0.2 in

Select tube 4x4x $\frac{1}{4}$

Ag = 3.59 in2 r = 1.51 in

Select tube 4x4x $\frac{1}{4}$ for the Top and bottom member.

4.11.3.5 Design of fillet welled :

Use (SMAW) …….. Fu= 60 Ksi

Tu =159.6 KN = 35.88 Kip

amin = $\frac{1"}{8}$ from table 5.11.1

amax = $\frac{3"}{16}$ …… select a = $\frac{3"}{16}$

a = $\frac{3"}{16} \leq \frac{3"}{8}$ so te = a = $\frac{3"}{16}$

Shear fracture of base metal :

$\varphi R_{nw} \geq Ru$

$0.75 * t * 0.6 * Fu \geq Ru$

0.75* $\frac{3"}{16}$ *0.6*58 = 4.894 Kip/in ……..Control

Shear fracture of weld metal :

$\varphi R_{nw} \geq Ru$

$0.75 * t_e * 0.6 * F_{uw} \geq Ru$

0.75* $\frac{3"}{16}$ *0.6*60 = 5.06 Kip/in

Lw req = $\frac{Tu}{\varphi R_{nw}} = \frac{35.88}{4.894}$ =7.33 in

Lw min =4*a = 0.75 in

Use L = 4*2 = 8 in > 7.33 in

4.11.3.6 Design of purlins :

qu = $\frac{13.16 - 1.2*2}{4.1}$ *1.5= 3.94 KN/m .

Mumax = 10.4 KN.m = 7.67 Kip. Ft = 92 Kip. in

Vumax = 10.5 KN = 2.36 Kip

Design of bending moment :

$\varphi * Mn \geq Mu$

$0.9 * Fy * Zx_{req} \geq Mu$

$Zx_{req} = \frac{92}{0.9*36} = 2.84 in^3$

Select tube $3\frac{1}{2}$ x$3\frac{1}{2}$ x $\frac{3}{16}$

Zx =2.93 in3 > Zx_{req}

Ok

Design of shear force :

$\varphi.V_n \geq V_u$

$0.9 * Fy * t_w * d * 0.6 \geq V_u$

$0.9*36*0.1875*3.5*0.6 \geq V_u$

$12.76 \geq 2.36$ ……Ok

الفصل الخامس

5 الملحقات

(5-1) المخططات المعمارية.

(5-2) المصادر والمراجع .

(5-1)المخططات المعمارية والانشائية:

حيث تم ارفاقها بمخططات الاوتوكاد المعمارية والانشائية وطباعتها حسب مقياس الرسم المناسب .

(5-2)المصادر والمراجع:

1. American Concrete Institute (A.C.I.) , **Building Code Requirement for structural concrete** (ACI - 318M – 02).
2. Uniform Building Code (UBC-97).

٣. مجلس البناء الوطني الأردني، كود البناء الوطني الأردني، كودة الأحمال والقوى ،عمان ،الأردن، ١٩٩٠م.

APPENDIX (C)

TABLE 9.5(a)—MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

	Minimum thickness, h			
	Simply supported	One end continuous	Both ends continuous	Cantilever
Member	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections.			
Solid one-way slabs	$\ell/20$	$\ell/24$	$\ell/28$	$\ell/10$
Beams or ribbed one-way slabs	$\ell/16$	$\ell/18.5$	$\ell/21$	$\ell/8$

Notes:
Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density w_c = 2320 kg/m^3) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:
a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c, in the range 1440-1920 kg/m^3, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.
b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

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

جدول
الأحمال الحية للأرضيات و العقدات

نـوع المبـنى		الاستعمال (الاشغال)	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عـلم	خـاص		كن/م٢	كن
المباني السكنية والخاصة	المنـازل والبيـوت والشـقق السكنيـة والأبنية ذات الطـابق الواحـد.	جميع الغرف بما في ذلك غـرف النـوم والمطابـخ وغرف الغسيل وما شابه ذلك	2.000	1.400
	الفنـادق والموتيـلات والمستشفيات	غـرف النـوم	2.000	1.800
	منـازل الطلبة ومـا شابهـهـا	غرف وقاعات النوم	2.000	1.800
المباني العامة	القاعـات العامـة وقاعـات التجمـع والمسـاجد والكنـائس وقاعـات التدريس والمسارح ودور السينما وقاعـات التجمـع فـي المـدارس والكليـات والنـوادي والمـدرجات المسـقوفة والقاعـات الرياضـية المغلقة	مقاعد ثابتة مقاعد غير ثابتة	4.000 5.000	- 3.600
	نادي رياضي	-	5.000	-
	غرف المطالعة في المكتبات	من دون مستودع كتب مع مستودع كتب	2.500 4.000	4.500 4.500

الفصل السادس

النتائج والتوصيات

(5-1) النتائج .

(5-2) التوصيات .

٥-١ 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. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي ٤.٥ كغم/سم^{٢} .

5. لقد تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab) في جميع العقدات نظرا لطبيعة وشكل المنشأ. كما تم استخدام نظام عقدات (Two-Way Solid Slab) في اجزاء معينة من الطوابق مثل بيوت الدرج والمصاعد، نظرا لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.

6. برامج الحاسوب المستخدمة :

هناك عدة برامج حاسوب تم استخدامها في هذا المشروع وهي:

a) AUTOCAD 2010/2007 : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b) SAFE 12: وذلك لإجراء التحاليل الإنشائية لبعض العناصر الإنشائية.
c) STAAD PRO: وذلك لإجراء التحاليل الإنشائية لبعض العناصر الإنشائية.
d) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
e) (Office XP) : تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل كتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.
f) Sap2000 : لتحليل وتصميم الجملونات.

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

8. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

٥-٢ 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.

علم(2011-2010)

الفعاليات / الأسابيع	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	١٧	١٨	١٩	٢٠	٢١	٢٢	٢٣	٢٤	٢٥	٢٦	٢٧	٢٨	٢٩	٣٠	٣١
اختيار المشروع																															
دراسة المخططات المعمارية																															
توزيع الأعمدة																															
دراسة المبنى إنشائياً																															
التحليل الإنشائي																															
التصميم الإنشائي																															
إعداد المخططات																															
كتابة المشروع																															
عرض المشروع																															

الشكل (١-١) جدول الترتيب الزمني.

ملاحظة:

المربع الأحمر في منتصف الجدول يشير الى موعد تسليم مقدمة **المشروع في الأسبوع الرابع عشر.**

المربع الأحمر في آخر الجدول يشير الى موعد تسليم المشروع **في الاسبوع الثلاثون** .