التصميم الإنشائي لمبنى كلية العلوم التطبيقية

المقترح بناؤه على أراضي مدينة حلحول

فريق العمل:

أحمد موسى محمد الهدار محمد محمود طلب النمورة

محمود محيي الدين شكارنة

إشراف:

د. نصر عبوشي

مقدم لدائرة الهندسة المدنية و المعمارية في كلية الهندسة و التكنولوجيا

جامعة بوليتكنك فلسطين

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة مباني

جامعـــة بوليتكنـــك فلسطيـــــن

الخليل – فلسطين

كانون ثاني – ٢٠٠٨

بسم الله الرحمن الرحيم

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

التصميم الإنشائي لمبنى كلية العلوم التطبيقية

المقترح بناؤه على أراضي مدينة حلحول

فريق العمل:

أحمد موسى محمد الهدار محمد محمود طلب النمورة

محمود محيي الدين شكارنة

إشراف:

د. نصر عبوشي

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

توقيع مشرف المشروع	توقيع رئيس الدائرة
د. نصر عبوشي	**د. هيثم عياد**
.....	.....

الإهداء

إلى **أول معلم لنا ...** إلى **الذي رسم لأمتنا طريق العلم والهداية والرفعة...**
حبيبنا المصطفى عليه **أفضل** صلاة وأتم تسليم
إلى التي عشقت **الشقاء من أجل راحتنا ...**
إلى القلب الحاني ...إلى زهرة دنيانا
إلى مهجة القلب ... **ونور العـ ... الأم** الغالية
إلى الفلسطيني ... إلى الرجل **امر** ... إلى **الرجل** الطيب المعطاء ... الأب العزيز
إلى من هم الأ**سوة** ... إلى من يبذ**رون لنحصد** نحن ... **أساتذتنا الأفاضل**
إلى مشرفنا القدير الدكتور نصر عبوشي
إلى الرجال الرجال ... إلى شهدائنا الأبرار
... إلى الأسود الرابضة خلف القضبان ...
إلى كل الأسرى **وامرحى**
إلى كل من ضحى من أجل دينه و**عرضه وأرضه**
إلى خنساوات العصر ... إليكن أمهات **الشهداء و الأسرى وامرحى**
إلى كل الأصدقاء **الصادقة امخلصة**
إلى كل من وقف إلى جانبنا

إليكم جميعا نهدي عملنا هذا

فريق العمل

شكر وتقدير

بعد سنوات من السهر واجتهاد ... بلغنا خط النهاية ... لنتوج هذه المرحلة بهذا العمل ...ولا بد لنا من وقفة مع من كانوا لنا عوناً وسنداً ... لنقدم لهم باقة شكر ... علها تتخذ من عطائهم شكلها... ومن إخلاصهم عطرها ... نقدمها:

- إلى مشرفنا القدير الدكتور **نصر عبوشي** .. و إلى كل أساتذتنا في دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ...و إلى كل العاملين في صرحنا الشامخ .. جامعتنا الحبيبة.
- إلى الدكتور غسان الدويك **الذي أمدنا بالمخططات** المعمارية للمشروع ... و إلى الزميل عيسى المحاريق صاحب التصميم المعماري للمبنى.
- و إلى كل من قدم لنا يد **العون والمشورة** .

فريق العمل

التصميم الإنشائي لمبنى كلية العلوم التطبيقية المقترح بناؤه على أراضي مدينة حلحول

فريق العمل:

محمد محمود طلب النمورة　　محمود محي الدين شكارنة　　أحمد موسى محمد الهدار

إشراف:

د. نصر عبوشي

جامعة بوليتكنك فلسطين – ٢٠٠٨م

ملخص المشروع

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لأحد مباني جامعة بوليتكنك فلسطين "مبنى كلية العلوم التطبيقية" والمقترح بناؤه على أراضي مدينة حلحول بحيث يشمل المشروع التصميم وكافة التفاصيل الإنشائية اللازمة.

يتكون المبنى من خمسة طوابق بالإضافة إلى طابق التسوية، ويتميز التصميم المعماري للمشروع بأسلوب يقوم على تعدد الكتل وتوزيعها بشكل متناسق من الناحية الجمالية والوظيفية، حيث تم الاهتمام من قبل المصمم عند توزيع الكتل بتوفير الراحة وسهولة وسرعة الوصول للمستخدمين من إداريين ومدرسين وطلاب، يتميز المبنى أيضا بوجود قاعات مؤتمرات تتسع كل منها لمائة شخص، بالإضافة إلى المدرج الذي يتسع لمائة وعشرين طالباً. وتكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية في المبنى مثل الجسور والأعمدة الدائرية والإدراج الحلزونية والبلاطات الخرسانية وغيرها.

سيتم التصميم - إن شاء الله - بناءا على متطلبات كود الخرسانة الأمريكي لعام ٢٠٠٢ (ACI 318-02) وستتم الاستعانة ببعض برامج التصميم الإنشائي مثل Atir و Staad Pro وسيتم الاطلاع على بعض مشاريع التخرج السابقة، و سيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد و تحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر و إعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهياكل الإنشائية للمبنى.

الفهرس

		رقم الصفحة
	صفحة العنوان الرئيسية	I
	صفحة الإهداء	Ii
	صفحة الشكر والتقدير	Iii
	صفحة الملخص باللغة العربية	Iv
	الفهرس	V
	الرموز	Xii
الفصل الأول	المقدمة	
١-١	المقدمة	٢
١-٢	مشكلة المشروع	٤
١-٣	الهدف من المشروع	٧
١-٤	أسباب اختيار المشروع	٨
١-٥	نطاق المشروع	٨
١-٦	مراحل المشروع	٩
١-٧	محتويات المشروع	١٠
١-٨	الجدول الزمني للمشروع ١١	١١
الفصل الثاني	الوصف المعماري للمشروع	
٢-١	مقدمة	١٣
٢-٢	وصف عام للمشروع	١٣
٢-٣	المشروع المقترح	١٧
٢-٤	توزيع عناصر المشروع	١٧
	٢-٤-١ قاعات التدريس	١٧
	٢-٤-٢ المدرج	١٨
	٢-٤-٣ المختبرات	١٩
	٢-٤-٤ المكاتب الإدارية والسكرتارية والاستقبال	١٩
	٢-٤-٥ مكاتب المدرسين	٢٠
	٢-٤-٦ قاعات المؤتمرات	٢٠
	٢-٤-٧ الكافتيريا	٢١
٢-٥	الحركة	٢١
٢-٦	الواجهات	٢٣

٢-٦-١ الواجهة الشرقية ٢٤
٢-٦-٢ الواجهة الغربية ٢٥
٢-٦-٣ الواجهة الجنوبية ٢٥
٢-٦-٤ الواجهة الشمالية ٢٦
الفصل الثالث وصف العناصر الإنشائية ٢٩
٣-١ مقدمة ٢٩
٣-٢ هدف التصميم الإنشائي ٣٠
٣-٣ الأحمال ٣٠
٣-٣-١ الأحمال الرئيسية المباشرة ٣١
٣-٣-٢ الأحمال الثانوية (غير المباشرة) ٣٦
٣-٤ العناصر الإنشائية ٣٦
٣-٤-١ العقدات ٣٨
٣-٤-١-١ العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد ٣٩
٣-٤-١-٢ العقدات المفرغة ذات الاتجاه الواحد ٤١
٣-٤-١-٢ العقدات المفرغة ذات الاتجاهين ٤١
٣-٤-٢ الجسور ٤٢
٣-٤-٣ الأعمدة ٤٤
٣-٤-٤ جدران القص ٤٥
٣-٤-٥ الجدران الاستنادية ٤٥
٣-٤-٦ الأساسات ٤٦
٣-٤-٧ الأدراج ٤٧
٣-٤-٧-١ الأدراج المستطيلة ٤٧
٣-٤-٧-١ الأدراج الحلزونية (دائرية الشكل) ٤٨
٣-٤-٨ فواصل التمدد ٤٨
٣-٥ برامج الحاسوب المستخدمة ٤٩

٣-٥ الأحمال ٣٥
٣-٥-١ الأحمال الرئيسية المباشرة ٣٥
٣-٥-٢ الأحمال الثانوية (غير المباشرة) ٣٥
٣-٥-٢-١ الأحمال الميتة ٣٦
٣-٥-٢-٢ الأحمال الحية ٣٧
٣-٥-٢-٣ الأحمال البيئية ٣٨

٣-٦	العناصر الإنشائية	٣٩
	٣-٦-١ العقدات	٤٠
	٣-٦-١-١ العقدات المصمتة (Solid Slabs)	٤٢
	٣-٦-١-٢ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٤٢
	٣-٦-١-٣ عقدات العصب ذات الاتجاهين	٤٣
	٣-٦-٢ الجسور	٤٣
	٣-٦-٣ الأعمدة	٤٤
	٣-٦-٤ الجدران الحاملة (جدران القص)	٤٥
	٣-٦-٥ فواصل التمدد	٤٦
	٣-٦-٦ الأساسات	٤٨
	٣-٦-٧ الأدراج	٤٩
	٣-٦-٨ الجدران الاستنادية	٤٩
	٣-٧ برامج الحاسوب المستخدمة	٥٠

Chapter (4) Structural Analysis and Design

Sections	Section Name	Page No.
4-1	Introduction	51
4-2	Factored Loads	51
4-3	Determination of thickness	52
	4-3-1 Determination of thickness for One way rib slab	52
	4-3-2 Determination of thickness for Two way rib slab	53
4-4	Load Calculation	55
4-5	Design of Toping	58
	4-5-1 Design of Toping for One way Rib slab	58
4-6	Design of rib (6)	59
	4-6-1 Design for positive moment for Rib (6)	61
	4-6-2 Design for Negative moment for Rib (6)	63
	4-6-3 Design of shear Rib (6)	64
4-7	Design of a Beam (B2)	65
	4-7-1 Load Calculations	65

4-7-2 Determination of beam width **66**

4-7-3 Design for positive moment **67**

4-7-4 Design for negative moment **70**

4-7-5 Design of Shear **70**

المصادر والمراجع

فهرس الجداول

الجدول	رقم الصفحة
جدول(١-١): الجدول الزمني المقترح.	11
جدول (٣-١): يبين الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	32
جدول(٣-٢): الأحمال الحية لعناصر المبنى	33
جدول(٣-٣): يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	35

فهرس الأشكال والرسومات

اسم الشكل	رقم الصفحة
الشكل (١ – ١): كليات جامعة بوليتكنك فلسطين	3
الشكل (١ – ٢): دوائر وتخصصات كلية العلوم التطبيقية.	5
الشكل (١ – ٣): موقع قطعة الأرض	6
الشكل (٢ – ١): الحرم الجامعي المستقبلي.	14
الشكل (٢ – ٢): الموقع العام للمبنى	15
الشكل (٢ –٣) صورة ثلاثية الأبعاد للمبنى	16
الشكل (٢ – ٤): قطاع عمودي في المدرج.	18
الشكل (٢ – ٥): أحد المداخل الرئيسية والمزود بمنحدر لذوي الاحتياجات الخاصة.	22
الشكل (٢- ٦): الواجهة الشرقية.	24
الشكل (٢ – ٧): الواجهة الغربية	25
الشكل (٢ – ٨): الواجهة الجنوبية.	26
الشكل (٢ – ٩): الواجهة الشمالية.	27
الشكل (٣-١): العناصر الإنشائية المكونة للمباني الخرسانية.	37
الشكل (٣-٢): بلاطة مصمتة ذات اتجاه واحد.	40
الشكل رقم(٣-٣): مقطع عرضي في عقدة مصمتة.	40
الشكل رقم(٣-٤) مقطع عرضي في عقدة مفرغة ذات اتجاه واحد.	41
الشكل رقم(٣-٥): مقطع عرضي في عقدة مفرغة ذات اتجاهين.	42
الشكل رقم(٣-٦): مقطع طولي في جسر مسحور.	43
الشكل رقم(٣-٧): مقطع عرضي في جسر مدلى.	43
الشكل رقم(٣-٨): مقاطع مختلفة للأعمدة.	44
الشكل رقم(٣-٩): جدار استنادي.	45
الشكل رقم(٣-١٠): قاعدة منفردة وأخرى مزدوجة.	46
الشكل رقم(٣-١١): مقطع في درج مستطيل الشكل.	47

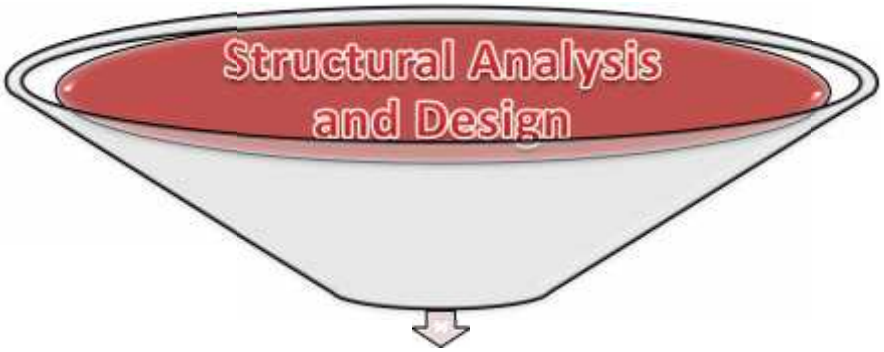
List of Figures

Description	page
Fig. (4-1) Rib (6) in the basement floor .	52
Fig. (4-2) two way rib slab	53
Fig. (4-3) Section in beam (B 1)	54
Fig. (4-4) Unit area of two way ribbed slab	57
Fig. (4-5) Moment diagram for rib (R 6)	59
Fig. (4-6) Shear diagram for rib (R 6)	60
Fig. (4-7) Beam (B 2)	64
Fig. (4-8) Moment envelope for beam (B 2)	65
Fig. (4-9) Shear envelope for beam (B 2)	70

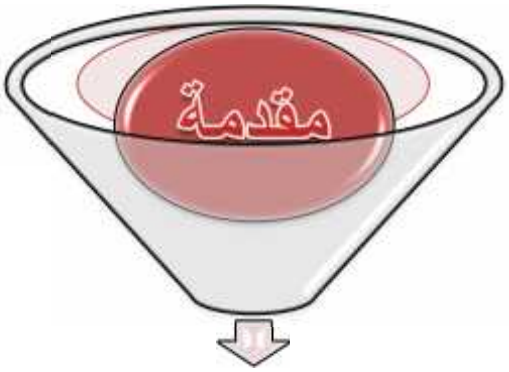
List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- **DL** = dead 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.
- **F_r** = modulus of rupture.
- **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.
- **LL** = live loads.
- **Ld** = development length.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **Pu** = factored axial load

- **S** = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete. (Kg/m^3).
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.



4.1 INTRODUCTION
4.2 FACTORED LOADS
4.3 DETERMINATION OF THICKNESSES
4.4 LOAD CALCULATION
4.5 DESIGN OF TOPPING
4.6 DESIGN OF RIB (6)
4.7 DESIGN OF A BEAM (B2)
4.8 DESIGN OF TWO WAY RIBBED SLABS
4.9 DESIGN OF ONE WAY SOLID SLAB (S2)
4.10 DESIGN OF COLUMN (C12)
4.11 DESIGN OF ISOLATED FOOTING (F 12)
4.12 DESIGN OF COMBINED FOOTING
4.13 DESIGN OF MATT FOOTING FOR ELEVATOR
4.14 DESIGN OF STRIP FOOTING FOR SHEAR WALL
4.15 DESIGN BASEMENT WALLS
4.16 DESIGN OF SHEAR WALL



١ – ١ مقدمة
١ – ٢ مشكلة المشروع
١ – ٣ الهدف من المشروع
١ – ٤ أسباب اختيار المشروع
١ – ٥ نطاق المشروع (حدود المشروع)
١ – ٦ مراحل المشروع
١- ٧ محتويات المشروع
١- ٨ الجدول الزمني للمشروع

الفصل الأول

المقدمة

١ – ١ مقدمة:

بعد ما شهده العالم من قفزة علمية في شتى المجالات بات من الواضح أن العلم هو أساس نهضة الشعوب، ولا يمكن لأمة أن ترقى بغير العلم. وقد أكرمنا الله تعالى بأن جعلنا مسلمين نقدر العلم بل وخاطبنا عز وجل فقال: ﭽ ﭼ ﭽ الزمر: ٩، وجعل العلم أساسا لخشيته عز وجل فقال: ﭽ ﭼ ﭽ فاطر: ٢٨ .

وقد تميز الشعب الفلسطيني على مر العقود التالية للنكبة عام ١٩٤٨ بالتوجه الحثيث نحو التعليم وذلك كرد فعل متوقع من شعب مثقف نسبيا مقارنة بالمحيط ومشرد بحيث لا يوجد له مخرج أفضل من التعليم. وتعود الجذور التاريخية لنظام التعليم العالي الفلسطيني إلى تلك الحقبة عندما بدأ عدد كبير نسبيا من الطلبة يلتحقون بمؤسسات التعليم العالي في الخارج حيث لم يكن هنالك أية مؤسسات داخل فلسطين. وقد كان التوجه الرئيسي للطلبة عندئذ هو للجامعات المصرية والأمريكية والبريطانية، وبالطبع فقد كانت تكاليف الدراسة مرتفعة نسبيا كما أن إجراء الاتصالات اللازمة للحصول على القبول كان صعبا وليس في متناول الجميع لذلك فقد اقتصرت الدراسة العليا إلى حد بعيد على أبناء العائلات الميسورة ذات المكانة الاجتماعية والسياسية.

ولعل ذلك كان سببا مباشرا في بزوغ فكرة تأسيس الجامعات الفلسطينية إذ قامت رؤية فلسطينية على أن إيجاد الجامعات سوف يساعد على بقاء الطلبة داخل الوطن مما يعزز

الصمود. وفي العام ١٩٧٨ انطلقت جامعة بوليتكنك فلسطين حيث كانت البداية بمعهد البوليتكنك الذي قدم برامج تمنح درجة الدبلوم ذي الثلاث سنوات، إلى أن تم تعديل خطط التخصصات لتصبح برامج دبلوم سنتين.

وفي العام ١٩٩٩ وفي إطار تطوير هيكلية البوليتكنك لتصبح جامعة تم إنشاء كلية العلوم التطبيقية لتكون إحدى كليات الجامعة الأربعة والمبينة في الشكل (١-١).

الشكل (١-١) كليات جامعة بوليتكنك فلسطين

ونظرا لتنوع التخصصات في الجامعة وزيادة الإقبال من الطلاب على الالتحاق بالجامعة وعدم توفر مباني كافية وبعد المسافات بين المباني الحالية للجامعة، ارتأت إدارة الجامعة إنشاء مباني جديدة لتضم جميع كليات الجامعة داخل حرم جامعي بحيث يتم إنشاء مبنى خاص لكل كلية، ومنها كلية العلوم التطبيقية والتي تمثل مشكلة هذا المشروع.

١ – ٢ مشكلة المشروع:

١ – ٢-١ لمحة عامة:

يقوم المشروع على فكرة التصميم الإنشائي لمبنى كلية العلوم التطبيقية بجامعة بوليتكنك فلسطين والمراد بناؤه على أراضي مدينة حلحول. حيث سيتم التصميم الإنشائي لأحد التصاميم المعمارية المقترحة للمبنى والذي تم تصميمه معماريا من قبل الطالب عيسى المحاريق – احد طلاب الهندسة المعمارية في الجامعة- بإشراف د. غسان الدويك وم. بسام شكارنة.

١ – ٢-٢ تخصصات كلية العلوم التطبيقية:

تضم الكلية دائرتين هما دائرة الرياضيات ودائرة الالكترونيات والفيزياء التطبيقية بحيث تشتمل على عدة تخصصات هي:

١. الرياضيات التطبيقية.
٢. علم الحاسوب.
٣. الالكترونيات التطبيقية.
٤. الفيزياء التطبيقية.

ويبين الشكل (١-٢) توزيع الدوائر والتخصصات في الكلية.

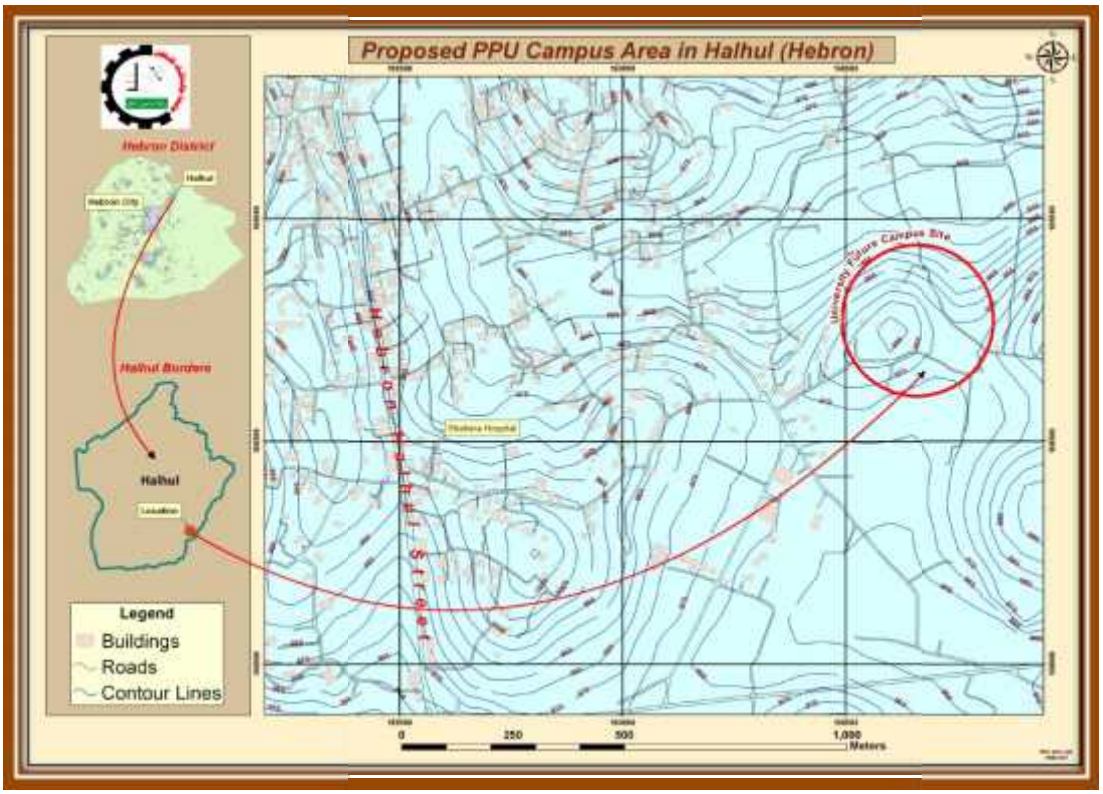
الشكل (١-٢) دوائر وتخصصات كلية العلوم التطبيقية

١ – ٢-٢ الموقع:

تقع مدينة حلحول وسط فلسطين شمال مدينة خليل الرحمن وعلى بعد ٢٧ كم جنوب مدينة القدس الشريف. ويعود سبب تسميتها إلى أن سيدنا يونس عليه السلام حل فيها حولا كاملا. سكنها الكنعانيون وبنو فيها الأبراج التي ما زال بعضها قائما حتى الآن. تبلغ مساحتها (٣٧٠٠٠) دونم وترتفع (١٠٢٧ متر) عن سطح البحر وتعتبر من أعلى الأماكن في فلسطين. يبلغ عدد سكانها حوالي (٢٥٠٠٠) نسمة، ويعمل غالبية سكانها في القطاع الزراعي والتجاري والوظيفي.

تقع قطعة الأرض التي سيتم بناء الحرم الجامعي عليها ضمن أراضي مدينة حلحول في منطقة " تل بعبز" شرق المدينة، وتبلغ مساحة قطعة الأرض حوالي 93 دونم، حيث يقع جزء من هذه القطعة على هضبة جبلية مرتفعة ومستوية بشكل نسبي، والجزء الآخر يميل

على سفح جبل بالاتجاه الشرقي الشمالي لترتفع من جديد على سفح الجبل المقابل للهضبة وصولا إلى خزان مياه مدينة حلحول. ويوضح الشكل (١-٣) موقع قطعة الأرض بالنسبة لمدينة حلحول وموقع المدينة بالنسبة لمدينة الخليل.



الشكل (١-٣) موقع قطعة الأرض

يتم الوصول إلى الحرم الجامعي المستقبلي من منطقة (الكمب) الواقعة في بداية مدينة حلحول من جهة الخليل بحيث تبعد بمسافة لا تزيد على 2 كلم عن منطقة (الكمب)، ويحد قطعة الأرض من الجهة الغربية منطقة أحراش وارض شجرية، ومن الشرق خزان مياه مدينة حلحول وارض جرداء، ومن الجنوب شارع عام يصل بين مدينة حلحول والطريق الإقليمي الذي يربط مدينة الخليل بالمدن الأخرى، ويحدها من الجهة الشمالية أراضي زراعية مشجرة، ويطل الموقع على منطقة (النبي يونس) الواقعة ضمن مدينة حلحول، ويطل الموقع

أيضا على منطقة (الرامة) الفاصلة بين مدينة حلحول ومحافظة الخليل، ويمر خلال قطعة الأرض طريق عام يوصل إلى منطقة (النبي يونس) ضمن مدينة حلحول.

تبلغ المساحة المخصصة لمبنى كلية العلوم التطبيقية حوالي ٤٣٠٠ متر مربع، ومن هنا تقدر تكاليف إنشاء المبنى المذكور حسب التكلفة الواردة في المواصفات الهندسية العامة للمشاريع التعليمية تكون تكلفة كل متر مربع ما يقارب ٤٢٠ دولار أمريكي حتى يكون المبنى مؤهل كليا للاستخدام وبالتالي تكون تكلفة البناء الإجمالية للمبنى حوالي (1.806.000) (مليون وثمانمائة وستة آلاف دولار أمريكي).

١ – ٣ الهدف من المشروع :

يمثل مشروع التخرج تطبيق عملي لما يكتسبه الطالب خلال سنوات دراسته في الجامعة، وهو بمثابة حلقة وصل بين مرحلة الدراسة ومرحلة العمل حيث يعتبر اختبار لقدرة الطالب على استخدام ما اكتسبه من قدرات في حل مشاكل واقعية سيصادف مثلها خلال عمله بعد التخرج. لذلك يمكن تلخيص الهدف من المشروع في النقاط التالية:

- اكتساب القدرة على عمل التصميم الإنشائي المتكامل لمبان ضخمة.
- العمل على تطبيق ما تم تعلمه خلال فترة الدراسة في الجامعة عمليا.
- التعرف على طرق تصميم مختلف العناصر الإنشائية بشكل شمولي ومتكامل.

١ – ٤ أسباب اختيار المشروع:

بعد دراسة العديد من المخططات المعمارية لمشاريع مختلفة من مجمعات تجارية ومجمعات سكنية وأخرى تجمع بين الاستخدامين التجاري والسكني وغيرها من كليات ومباني عامة تم اختيار هذا المشروع لأسباب عدة لعل من أهمها:

- مساهمة طلاب جامعة البوليتكنك في تطوير الحرم الجامعي والنهوض بها إلى المستقبل الواعد. حيث أردنا أن نستكمل المشروع الخاص بالتصميم المعماري وتصميم المبنى إنشائيا ليكون حافزا للقيام بجميع التصاميم الميكانيكية والكهربائية الخاصة بالمبنى.
- وجود العديد من المظاهر الجمالية مثل البروزات والتراجعات في المبنى والتي تحتاج إلى حلول إنشائية.
- تنوع العناصر الإنشائية في المبنى واحتوائه على الجسور والعقدات الدائرية.
- تعدد الكتل في المبنى وعدم وجود تماثل بين أجزاء المبنى.

١ – ٥ نطاق المشروع (حدود المشروع):

يقتصر العمل في هذا المشروع على التصميم الإنشائي لهيكل المبنى، بحيث يشمل التصميم جميع العناصر الإنشائية من جسور وأعمدة وعقدات وأساسات وغيرها. و إعداد كافة المخططات الإنشائية الهندسية اللازمة.

١ – ٦ مراحل المشروع :

تتلخص مراحل المشروع في النقاط التالية:

١-٧ محتويات المشروع :

الفصل الأول:

مقدمة عامة عن المشروع.

الفصل الثاني:

الوصف المعماري للمشروع.

الفصل الثالث:

الدراسة الإنشائية للمشروع، والوصف الوظيفي لهذه العناصر.

الفصل الرابع:

التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

الفصل الخامس:

النتائج والتوصيات.

الفصل السادس:

ملاحق المخططات المعمارية و الإنشائية.

١-٨ الجدول الزمني للمشروع :

يبين الجدول رقم (١-١) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع وفق الخطوات المقترحة للعمل.

الجدول (١-١): المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع

مراحل العمل المشروع	2007			2008				
	10	11	12	1	2	3	4	5
دراسة المخططات المعمارية للمبنى								
إجراء أية تعديلات لازمة على المخططات								
تحديد العناصر الإنشائية في المبنى								
التحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية في المبنى								
التصميم الإنشائي لمختلف العناصر الإنشائية								
تجهيز المخططات الإنشائية بشكلها النهائي								
كتابة نتائج و توصيات المشروع								
كتابة التقرير النهائي								

الوصف المعماري

٢-١ مقدمة
٢-٢ وصف عام للمشروع
٢-٣ المشروع المقترح
٢-٤ توزيع عناصر المشروع
٢-٥ الحركة
٢-٦ الواجهات

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمبنى

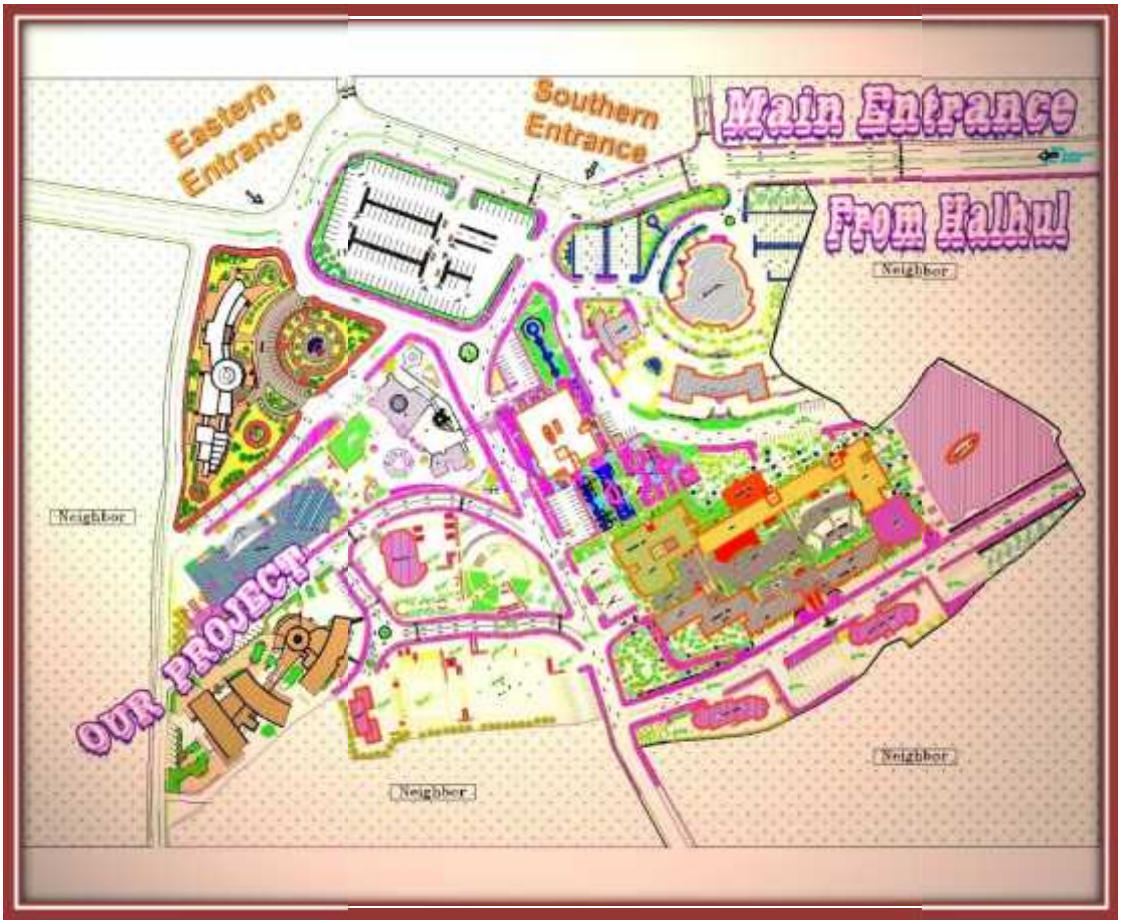
٢-١ مقدمة:

تختلف احتياجات المباني وتتنوع العناصر المعمارية فيها وذلك باختلاف الاستخدام والغرض من المبنى، فالمباني السكنية لها ميزاتها ومتطلباتها الخاصة بها وكذلك المباني التجارية والصناعية والتعليمية وغيرها. ومن أهم ميزات المباني التعليمية كثرة عدد المستخدمين من طلاب و مدرسين الأمر الذي يتطلب عناية اكبر في تسهيل الحركة واتساع الممرات ومراعاة توزيع الأدراج والمصاعد بشكل يحقق الراحة وسرعة الوصول للمستخدمين، أيضا من الميزات وجود قاعات التدريس والمدرجات والمختبرات والتي تكون بمساحات كبيرة نسبيا وبدون أعمدة داخلها، وهي بحاجة لإضاءة وتهوية بقدر اكبر مما تحتاجه الغرف في المباني السكنية.

٢-٢ وصف عام المشروع:

يبين الشكل (٢-١) قطعة الأرض التي سيقام عليها الحرم الجامعي والذي يشمل مبنى كلية العلوم التطبيقية. حيث يتم الوصول إليها من منطقة (الكمب) الواقعة في بداية مدينة

حلحول من جهة الخليل بحيث تبعد بمسافة لا تزيد على 2 كلم عن منطقة (الكمب)، ويحد قطعة الأرض من الجهة الغربية منطقة أحراش وارض شجرية، ومن الشرق خزان مياه مدينة حلحول وارض جرداء، ومن الجنوب شارع عام يصل بين مدينة حلحول والطريق الإقليمي الذي يربط مدينة الخليل بالمدن الأخرى، ويحدها من الجهة الشمالية أراضي زراعية مشجرة، ويطل الموقع على منطقة (النبي يونس) الواقعة ضمن مدينة حلحول، ويطل الموقع أيضا على منطقة (الرامة) الفاصلة بين مدينة حلحول ومحافظة الخليل، ويمر خلال قطعة الأرض طريق عام يوصل إلى منطقة (النبي يونس) ضمن مدينة حلحول.



الشكل (٢-١) الحرم الجامعي المستقبلي

ويظهر في الشكل (٢-٢) الموقع العام الخاص بمبنى كلية العلوم التطبيقية.

الشكل (٢-٢) الموقع العام للمبنى

يتميز التصميم المعماري للمبنى بإتباع أسلوب في التصميم يقوم على تقسيم المبنـــى إلى عدة كتل مترابطة فيما بينها ومتناسقة من حيث الناحية الجمالية والوظيفية، ويبين الشكل (٢-٣) صورة ثلاثية الأبعاد توضح المبنى وتوزيع الكتل فيه.

الشكل (٢-٣) صورة ثلاثية الأبعاد للمبنى

نلاحظ من الشكل (٢-٣) وجود أربع كتل رئيسية، يمثل الجزء رقم (١) مبنى عمادة الكلية والدوائر فيها بالإضافة إلى الاستقبال و السكرتارية والاستعلامات. أما الجزء رقم (٢) فيتكون من قاعات تدريس بالإضافة إلى مكاتب مدرسين. يعتبر الجزء رقم (٣) شبيها للجزء رقم (٢) لكن يتميز بوجود مدرج فيه. أما بالنسبة للجزء رقم (٤) فيحتوي على المختبـــرات والكافتيريا.

٢-٣ المشروع المقترح:

المشروع المقترح هو دراسة تحليلية و تصميمية للعناصر الإنشائية في المبنى. المبنى تم تصميمه معماريا من قبل الطالب عيسى المحاريق وهو أحد طلبة الهندسة المعمارية في جامعة بوليتكنك فلسطين تحت إشراف د. غسان الدويك و م. بسام شكارنة، وقد تمت الموافقة على المشروع من قبل دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في جامعة بوليتكنك فلسطين.

سيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد و تحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر و إعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهياكل الإنشائية للمبنى.

٢-٤ توزيع عناصر المشروع:

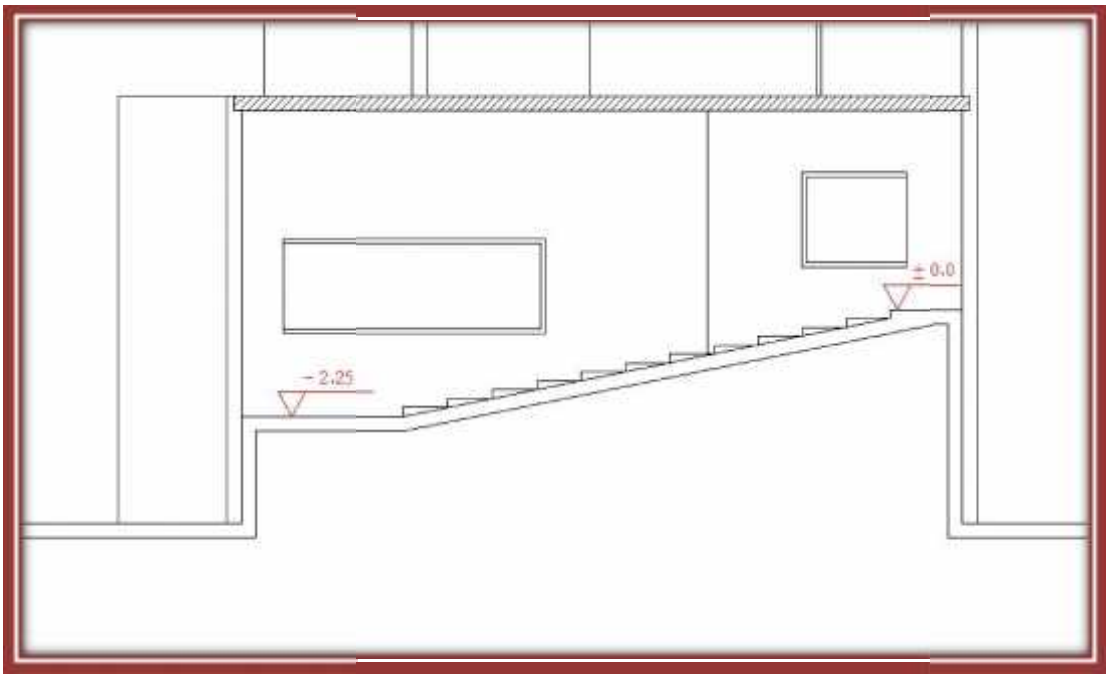
المشروع المقترح يتكون من خمسة طوابق بالإضافة إلى طابق التسوية، فيما يلي وصف لبعض العناصر الوظيفية في المبنى:-

٢-٤-١ قاعات التدريس:

تتميز قاعات التدريس بكبر مساحاتها نسبيا، بالإضافة إلى أنها بحاجة إلى تهوية وإضاءة مناسبتين، حيث تبلغ مساحة القاعة الواحدة حوالي ٦٠ مترا مربعا وقد تم توزيع هذه القاعات على جميع أجزاء المبنى.

٢-٤-٢ المدرج:

يحتوي مبنى الكلية على مدرج لإلقاء المحاضرات، حيث يتسع هذا المـــدرج لمائـة وعشرين طالبا، يبدأ المدرج بمنسوب (٢.٢٥ -) ويستمر حتى يصل إلى منسوب الطـــابق الأرضي (٠.٠ ±) متر وتبلغ مساحته ١٨٠ مترا مربعا تقريبا، يوجد للمدرج مدخلين الأول متصل بدرج خاص بالمدرسين على منسوب (٢.٢٥ -) والمدخل الآخر خاص بالطلبة على منسوب (٠.٠ ±). ويبين الشكل (٢-٤) قطاعا عموديا في المدرج تتضح فيـــه المناســـيب المشار إليها.



الشكل (٢-٤) قطاع عمودي في المدرج

٢-٤-٣ المختبرات:

تتميز التخصصات التطبيقية بربط النواحي النظرية للمناهج التدريسية بالنواحي العملية، وهذا يتطلب وجود المختبرات العلمية لتدريب الطلاب على الأمور العملية الخاصة بالمناهج الدراسية. تم توفير عدد من المختبرات في هذا المبنى منها مختبرات الحاسوب، مختبرات الكيمياء، ومختبرات الفيزياء.

وقد تم مراعاة أن تكون المختبرات قريبة من بعضها للأهداف التطبيقية والبنائية وتسهيلا لعمل التمديدات اللازمة. وتم تقسيم حيز كل مختبر إلى منطقة العمل والاختبار ومنطقة التخزين للأدوات والمواد المستخدمة في التجارب العملية، وفي بعضها يوجد مكاتب للفنيين، حسب متطلبات المختبر.

تصميم المختبرات يتم حسب المواصفات الخاصة بها بما يضمن السلامة العامة للمستخدمين وسرعة التغلب على أي حدث طارئ قد يحصل في المختبر.

٢-٤-٤ المكاتب الإدارية والسكرتارية والاستقبال:

تم توزيع المكاتب الإدارية والسكرتارية والاستقبال في جزء واحد من المبنى كما أسلفنا، بحيث تكون مكاتب الاستقبال والاستعلامات في الطابق الأرضي وبالقرب من المدخل الرئيسي لخدمة الزوار ومساعدة مستخدمي المبنى.

يقع مكتب عمادة الكلية ومكتب السكرتارية الخاص به في الطابق الثاني من المبنى، وتتوزع مكاتب رؤساء الدوائر على الطابق الأول والثاني.

٢-٤-٥ مكاتب المدرسين:

تم توزيع مكاتب المدرسين على أجزاء المبنى بحيث تكون قريبة من قاعات التدريس والأدراج والمصاعد وذلك لتحقيق سهولة الحركة وسرعة الوصول.

٢-٤-٦ قاعات المؤتمرات:

إن أكثر ما يميز المباني الجامعية وجود قاعات متعددة الاستخدام، ذات مساحات كبيرة والتي يتم استخدامها في الاجتماعات، المؤتمرات العلمية، النشاطات الطلابية المتعددة سواء كانت منهجية أو لا منهجية.

تم تزويد هذا المبنى بقاعتين للمؤتمرات تقعان في طابق التسوية بالقرب من المدخل وذلك لسهولة الوصول إليهما، و تبلغ مساحة القاعة الواحدة ١٥١ مترا مربعا وتتسع لحوالي مئة شخص، كما يوجد مدخلين لكل قاعة منعا للازدحام أثناء الدخول والخروج بالإضافة إلى سهولة الحركة.

٢-٤-٧ الكافتيريا:

تعتبر الكافتيريا عنصرا مهما في المباني الجامعية ، وهي ذات مساحة كبيرة لاستيعاب الطلبة، تقع الكافتيريا في طابق التسوية وهي متصلة مع الطوابق العلوية بدرج بالإضافة إلى مصعدين وذلك لتسهيل الحركة من والى الكافتيريا، وتبلغ مساحة الكافتيريا حوالي ٢٦٣ متر مربع وهي مزودة بمدخل خارجي خاص لإدخال البضائع اللازمة. أيضا مزودة بمخرج يؤدي إلى الحديقة الخارجية حيث المقاعد المخصصة للطلاب.

٢-٥ الحركة:

في كل المباني على اختلاف استخداماتها يجب الاعتناء بتوفير سهولة الحركة بين جميع أجزاءها سواء كانت حركة في نفس الطابق أو بين الطوابق. وفي المباني التعليمية تكون سهولة الحركة من أهم القضايا التي يأخذها المصمم بعين الاعتبار لكثرة عدد مستخدمي هذه المباني. ويتم ذلك من خلال توفير الممرات الواسعة وتوزيع المصاعد والأدراج بشكل يحقق هذا الهدف.

تقسم الحركة في المبنى إلى:

١- الحركة من خارج المبنى إلى داخله:

وهي حركة مستخدمي المبنى من طلاب ومدرسين وإداريين وفنيين وغيرهم من وإلى المبنى ولتسهيل هذه الحركة يجب أن تتوفر عدة شروط في المداخل الرئيسية للمبنى،

منها الاتساع الكافي لاستيعاب المستخدمين. وفي حالة وجود فرق في المناسيب يجب تـــوفير المنحدرات الضرورية لتسهيل حركة ذوي الإحتياجات الخاصة. أيضا يجب الاهتمام بالناحية الجمالية للمداخل كعنصر مهم في الواجهات الرئيسية. تتم هذه الحركة في المبنى من خـــلال بوابتين رئيسيتين.

ويبين الشكل (٢-٥) أحد المداخل الرئيسية للمبنى مزود بمنحدر لدخول وخـــروج ذوي الاحتياجات الخاصة.

الشكل (٢-٥) أحد المداخل الرئيسية والمزود بمنحدر لذوي الاحتياجات الخاصة

٢- الحركة داخل المبنى:-

- الحركة الأفقية (الممرات): هي حركة المستخدمين داخل كل طابق من طوابق المبنى. وتتم من خلال ممرات رئيسية تصل بين أجزاء المبنى (الكتل)، ومن ثم ممرات فرعية لتوزيع الحركة بين الممرات الرئيسية وقاعات التدريس والمختبرات ومكاتب المدرسين وباقي الفعاليات في نفس الطابق.
- الحركة العمودية داخل المبنى: تمثل حركة المستخدمين بين الطوابق. وتتم باستخدام المصاعد والأدراج:

أ- المصاعد: تم توزيعها في أجزاء المبنى بحيث تقابل المداخل الرئيسية ويبلغ عددها ثلاث مصاعد.

ب-الأدراج: يحتوي المبنى على ثلاث أدراج موزعة على أجزائه بحيث تحقق سهولة الوصول إليها وتتميز بالاتساع.

٢- ٦ الواجهات:

كما أن صفحة الغلاف لأي كتاب تمثل فكرة ما جاء فيه وتعطي القارئ صورة عامة عن ما يحتويه، فإن واجهة أي مبنى لابد أن تعطي الزائر تصور عن طبيعة المبنى واستخدامه. ويجب أن يستطيع الزائر الاستدلال على المداخل بسهولة سيّما في الواجهات

الرئيسية وذلك من خلال بروزها أو تراجعها في الواجهة، أو من خـــلال إضـــافة حركـــات معمارية مثل الأقواس وغيرها.

٢-٦-١ الواجهة الشرقية:

تمثل الواجهة الرئيسية للمبنى والمبينة في الشكل (٢-٦)، وتحتوي على المـــدخلين الرئيسيين للمبنى. يظهر في الواجهة منسوب واحد هو منسوب الطابق الأرضي.

نلاحظ في الواجهة تنوع الكتل والبروزات والتراجعات وتنوع الفتحـــات واســـتخدام الكتل الزجاجية المتصلة. أيضا تتميز الواجهة بعدم التماثل بين أجزائها وهي صفة غالبة على تصميم المبنى.

الشكل (٢-٦) الواجهة الشرقية

٢-٦-٢ الواجهة الغربية:

يظهر في هذه الواجهة والمبينة في الشكل (٢-٧) منسوب طابق التسوية. وتتميز هذه الواجهة كسابقتها بالبروز والتراجعات والتدرج في الكتل.

الشكل (٢-٧) الواجهة الغربية

٢-٦-٣ الواجهة الجنوبية:

تتسم هذه الواجهة والمبينة في الشكل (٢- ٨) بالتناغم بين الكتل، فتظهر البـــروزات بشكل رائع. ويظهر فيها أحد المداخل الرئيسية والمؤدي إلى مبنى العمادة ورؤساء الدوائر.

الشكل (٢- ٨) الواجهة الجنوبية

٢-٦-٤ الواجهة الشمالية:

تتميز هذه الواجهة والمبينة في الشكل (٢- ٩) بالبساطة وتكرار الطبقـــات، وهـــذه البساطة تنسجم مع طبيعة الاستخدام للكتلة حيث تحوي مجموعة من المختبرات. ويظهر فيها منسوب طابق التسوية ومنسوب الطابق الأرضي.

الشكل (٢-٩) الواجهة الشمالية

وصف العناصر الإنشائية

٣ ـ ١ مقدمة

٣ـ٢ هدف التصميم الإنشائي

٣ـ٣ الأحمال

٣ـ٤ العناصر الإنشائية

٣ـ٥ برامج الحاسوب المستخدمة

الفصل الثالث

وصف العناصر الإنشائية

٣-١ مقدمة:

بعد وصف التصميم المعماري للمبنى، وقبل المباشرة بعملية التصميم الإنشائي له لا بد من وقفة، نربط من خلالها مرحلة الوصف بمرحلة التصميم. وذلك من خلال تقديم الوصف الإنشائي.

تكمن أهمية الوصف الإنشائي في إعطاء المصمم فكرة عامة عن العناصر الإنشائية باختلاف أنواعها، مما يسهل عليه اختيار النظام الإنشائي الأنسب من حيث الأمان والتكلفة وبشكل لا يتعارض مع النواحي الجمالية والخدماتية للمبنى.

ويقوم هذا الفصل على دراسة العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع من أعمدة وجسور وعقدات وغيرها، وكذلك تحديد الأحمال الواقعة على المبنى و ذلك باستخدام المعايير والمواصفات القياسية من الكودات المعتمدة.

٣-٢ هدف التصميم الإنشائي:

الهدف من عملية التصميم الإنشائي هو اختيار نظام إنشائي متكامل و متزن وقـادر على تحمل القوى الواقعة عليه، بحيث يلبي المنشأ متطلبات و رغبات المستخدمين، وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

- عامل الأمان (Safety factor): يتم تحقيقه عبـر اختيـار مقـاطع للعناصـر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.
- التكلفة الاقتصادية (Economy Cost): يتم تحقيقها عن طريـق مـواد البنـاء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض التي ستستخدم من أجله.
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability): من حيث تجنب أي هبـوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) المثيرة لإزعاج المستخدمين.
- الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

٣-٣ الأحمال:

تمثل مجموعة القوى المؤثرة على المبنى، وبناءا على هذه الأحمـال يـتم تصـميم العناصر الإنشائية المختلفة، ويجب حسابها بدقة عالية لأن أي خطأ في عملية حسابها ينعكس

سلبا على التصميم الإنشائي للعناصر، و يمكن تصنيف الأحمال المؤثرة على أي منشأ بأحمال رئيسية مباشرة و أحمال ثانوية غير مباشرة كما سيأتي.

٣-٣-١ الأحمال الرئيسية المباشرة (Main loads) و منها :

أ- الأحمال الميتة (Dead loads – D.L.).

ب- الأحمال الحية (Live Loads – L.L.).

ت- الأحمال البيئية مثل أحمال الرياح و الزلازل و الثلوج و غيرها.

الأحمال السابقة يتم أخذها بعين الإعتبار خلال عملية التصميم الإنشائي للمبنى و هي كالتالي:

أ- الأحمال الميتة :

هي القوى الدائمة والناتجة من قوى الجاذبية الأرضية، وهي ثابتة من حيث المقدار و الموقع ولا تتغير بزيادة عمر المبنى، والمتمثلة في وزن العناصر الإنشائية والمعمارية وأوزان العناصر المرتكزة عليها بصورة مستديمة كالقواطع والحوائط، ويضاف إليها وزن أي جسم ملاصق للمبنى بشكل دائم.

يتم حساب وتقدير الأحمال الميتة من خلال معرفة أبعاد العناصر الإنشائية والكثافة النوعية للمواد المستخدمة في عملية تصنيعها، وتشمل غالبا على: الخرسانة العادية، الخرسانة المسلحة، القصارة، الطوب، البلاط، مواد التشطيبات والحجارة المستخدمة في

المبنى، بالإضافة إلى أنابيب التمديدات باختلاف أنواعها والأسقف المعلقة والديكورات المعمارية الخاصة بالمبنى. يبين الجدول (٣-١) الكثافة النوعية لأبرز المواد المستخدمة في عملية البناء.

الجدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في عملية البناء

No.	Material	Quality Density (KN/ m^3)
1	Tile	24
2	Sand	16.4
3	Reinforced Concrete	25
4	Block (24 cm Thickness)	10
5	Plaster	22
6	Partition	1 KN/m^2

ب- الأحمال الحية :

هي عبارة عن الأحمال المتغيرة في مقدارها وموقعها بالنسبة إلى الزمن. وتتفاوت هذه الأحمال في فرصة وجودها اعتمادا على طبيعة المنشأ. تضم الأحمال الحية أوزان كلا من الأشخاص، الأثاث، الأجهزة، المعدات، المواد المخزنة وغيرها، ويتم الحصول على مقدار هذه الأحمال بعد تحديد نوع استخدام المبنى من الجداول المعدة لهذا الغرض.

تقسم الأحمال الحية حسب فترة تواجدها في المبنى إلى قسمين هما:

- الأحمال الحية طويلة الأمد كالأثاث والمعدات والأجهزة بمختلف أنواعها.
- الأحمال الحية قصيرة الأمد كأوزان الأشخاص والمواد المتحركة في المبنى.

حيث يبين الجدول (٣-٢) بعض قيم الأحمال الحية حسب استخدام المبنى.

الجدول (٣-٢) قيم الأحمال الحية للمباني المختلفة

رقم	نوع المبنى	الحمل الحي (KN/m^2)
١	المنازل و البيوت و الشقق السكنية	٢.٠
٢	القاعات العامة و قاعات التجمع	٤.٠
٣	قاعات التدريس والمدرجات المغلقة	٥.٠
٤	رياض الأطفال	٤.٠
٥	غرف المطالعة في المكتبات مع مستودع كتب	٤.٠
٦	صالات الرياضة الداخلية	٥.٠
٧	عيادات طبية عامة	٢.٠
٨	المتاجر و الدكاكين و المعارض التجارية	٤.٠

ت- الأحمال البيئية:

وتشمل أحمال الثلوج والرياح والزلازل وأحمال التربة، وتعتبر هذه الأحمال أحمالا متغيرة من حيث المقدار والموقع. فأحمال الرياح مثلا تكون متغيرة في الاتجاه وتعتمد على

وحدة المساحة التي تواجهها، أما العناصر التي يعتمد عليها في تحديد هـذه الأحمـال هـي السرعة، ارتفاع المبنى بالإضافة إلى عوامل أخرى لها علاقة بالموضـوع. وتشـمل هـذه الأحمال على:

١. أحمال الرياح :

هي أحمال أفقية تؤثر على المباني نتيجة لقوة الرياح، وتعتمد على سرعة الرياح وارتفاع المبنى نفسه بالإضافة إلى ارتفاع المباني المحيطة به والموقع الموجود فيه المبنى سواء كان مرتفع أو منخفض عن مستوى سطح البحر. وسيتم اعتماد الكود الأردني للحصول على قيم قوى الرياح الأفقية.

٢. أحمال الثلوج :

هي عبارة عن الأحمال الناتجة عن وزن الثلوج المتوقع سقوطها على أسطح المباني، و يمكن حسابها لأي مبنى من خلال معرفة الارتفاع لمنطقة المبنى عن سطح البحر، ومن ثـم استخدام معادلات تعتمد على هذا الارتفاع. هذه المعادلات تم أخذها من الكود الأردني ويبين الجدول (٣-٣) أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

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

الارتفاع عن سطح البحر (h) (m)	أحمال الثلوج (KN /m²)
h < 250	0
250 < h< 500	(h-250) /1000
500 < h< 1500	(h-400) / 400
1500 < h < 2500	(h – 812.5)/ 250

و استنادا إلى المعادلات في الجدول، علما بأن ارتفاع المنطقة عن سطح البحر يساوي (١٠٢٧ م) يتم حساب حمل الثلج كالآتي:

$$SL = (h - 400) / 400$$
$$= (1027 - 400) / 400$$
$$= 1.57 \text{ KN} / \text{m}^2$$

بما أن هذه الأحمال أقل من حيث المقدار من الأحمال الحية لهذا النوع من المباني، يمكن الاستعاضة عن أحمال الثلوج بالأحمال الحية وذلك بهدف توحيد الحسابات الإنشائية للمبنى، بحيث يتم توحيد المقاطع وحديد التسليح لسقف الطابق العلوي مع أسقف بقية الطوابق في المبنى.

٣. أحمال الزلازل :

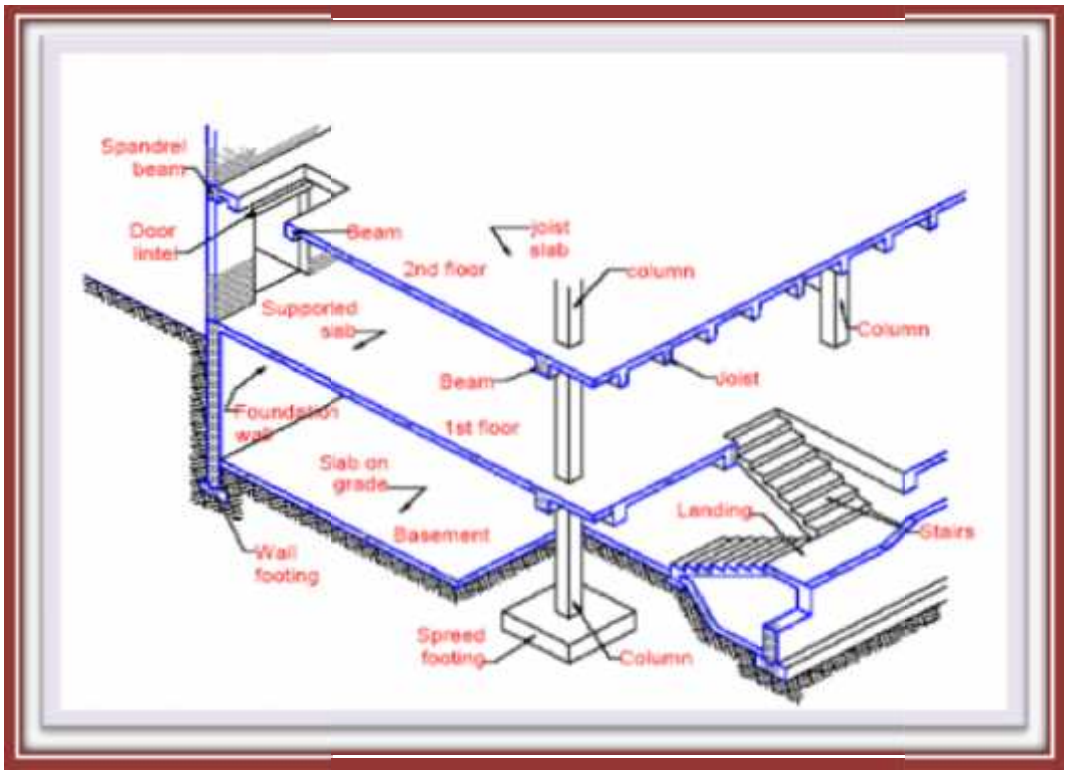
وهي أحمال رأسية و أفقية تؤثر على المنشأ، و تؤدي إلى تولد عزوم على المنشأ مثـل العزوم المعروفة بعزم الانقلاب وعزم اللي، وبالنسبة لقوى الأفقية وهي قوى القص فهـي تقاوَمُ بجدران القص الموجودة في المنشأ، و سيتم استخدام الكود الأردني لحسـاب القـوى الناتجة عن الزلازل.

٣-٣-٢ الأحمال الثانوية - غير المباشرة - (Secondary Loads):

وتشتمل على أحمال انكماش الجفاف للخرسانة، والتـأثير الحـراري، والزحـف و الهبوط لتربة الأساس، و يمكن أخذ هذه الأحمال في - حال وجودها- بعين الاعتبار بتوفير فواصل تمدد أو فواصل إنشائية في المبنى.

٣-٤ العناصر الإنشائية:

تتكون المباني الخرسانية من عدة عناصر إنشائية مختلفة (Different Structural Elements) والتي تتشابك مع بعضها البعض هيكليا لتقاوم الأحمال المعرض لها المبنى، فعلى سبيل المثال يتضح في الشكل (٣-١):



الشكل (٣-١) العناصر الإنشائية المكونة للمباني الخرسانية

- أرضية الطابق الأول للمبنى الموضح عبارة عن سقف مصمت (Solid Slab) وجسور (Beams) حيث أن بحور السقف (Slab Spans) تتحد بالجسور والتي تقوم بدورها بنقل الأحمال إلى الأعمدة (Columns). وبالتالي تنتقل أحمال الأعمدة إلى الأساسات. وفي هذا المثال الأساسات عبارة عن قواعد منفصلة (Spread footings).

- أرضية الطابق الثاني للمبنى الموضح عبارة عن سقف خرساني ذو أعصاب (Joist-Slab). الأحمال المؤثرة عليه تنتقل من خلال السقف و الأعصاب

لتعطي ردود أفعال على الجسور حيث تقوم الأخيرة بنقل هـذه الأحمـال إلـى الأعمدة ومن ثم إلى الأساسات.و في النهاية تقوم الأساسات بتوزيع الأحمال على مساحة كافية من التربة حتى لا يتم تطبيق حمل زائد على تلك التربة.

من خلال المثال السابق يتضح أن المباني تتكون من مجموعة رئيسية من العناصـر الإنشائية، و هذه العناصر يمكن تصنيفها إلى ما يلي:

٣-٤-١ العقدات:

هي عبارة عن العنصر الإنشائي الذي يقوم بنقل الأحمال العموديـة إلـى الجـدران والأعمدة، حيث تتواجد هذه العقدات بأشكال مختلفة شائعة الاستخدام، منها ما يلي:

١. البلاطات المصمتة (Solid Slabs)، وهي إما ذات اتجاه واحد أو اثنين في التحميل.
٢. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs)، وهي كالمصمتة إما ذات اتجاه واحد أو اثنـين فـي التحميل.
٣. البلاطات المصمتة ذات الأعصاب (Waffle Slabs).
٤. البلاطات المسطحة (Flat Slabs).
٥. البلاطات سابقة التجهيز (Pre-cast Slabs).

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

١) العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (one way solid slabs)

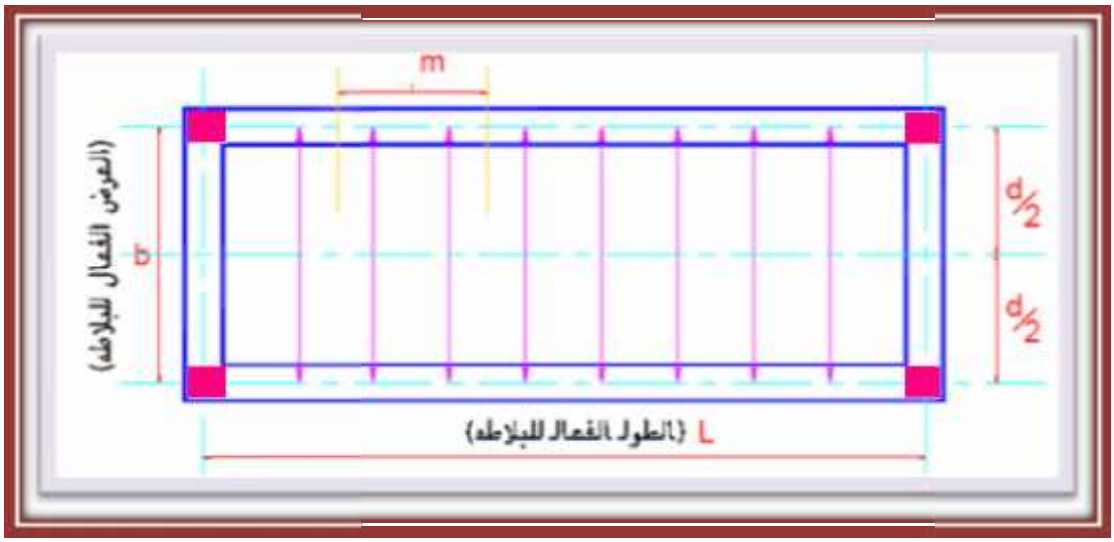
٢) عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد والاتجاهين

(one and two way ribbed slabs)

٣-٤-١-١ العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد:

هي نوع من العقدات والتي تخلو من الطوب المفرغ. وتتميز عن عقدات الأعصاب (التي تحتوي على الطوب المفرغ) بالكفاءة العالية في مقاومة القوى المركزة وحالات الهبوط. إلا أنها غير اقتصادية مقارنة بالبلاطات ذات الطول المفرغ.

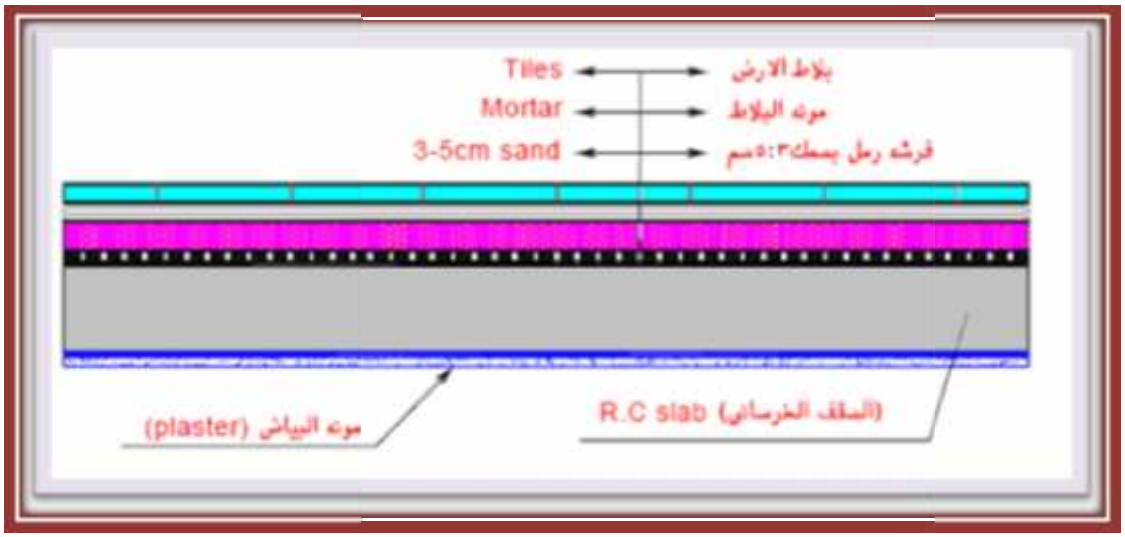
يوضح الشكل (٣-٢) طريقة توزيع الأحمال لعقدة مصمتة ذات اتجاه واحد حيث تتوزع الأحمال كما تشير إليها الأسهم في الشكل.



شكل (٣-٢) بلاطة مصمتة ذات اتجاه واحد

سيتم تصميم هذا النوع من العقدات في عقدة الممر الواصل بين الجزأين الأول والثالث في المبنى بالإضافة إلى استخدامها في عقدات بيت الدرج .

يبين الشكل (٣-٣) مقطع عرضي في عقدة مصمتة مع بيان طبقات الردم والبلاط أعلاها.



شكل (٣-٣) مقطع عرضي في عقدة مصمتة

٣-٤-١-٢ العقدات المفرغة ذات الاتجاه الواحد:

وهي العقدات الأكثر انتشارا في بلادنا لسهولة تنفيذها بالإضافة إلى وجود الخبـــرة الفنية العالية للأيدي العاملة في هذا المجال. حيث تستخدم لبحور بين الأعمدة أطوالها تتراوح بين ٥ أمتار إلى ٧ أمتار. يوضح الشكل (٣-٤) عقدة مفرغة ذات اتجاه واحد.

يتم هذا النوع من العقدات في حالة توفر الشرط التالي..... $L1/L2 \geq 2$.

حيث L1 :- البعد الأطول للبلاطة (طول البلاطة).

L2 :- البعد الأقصر للبلاطة (عرض البلاطة).

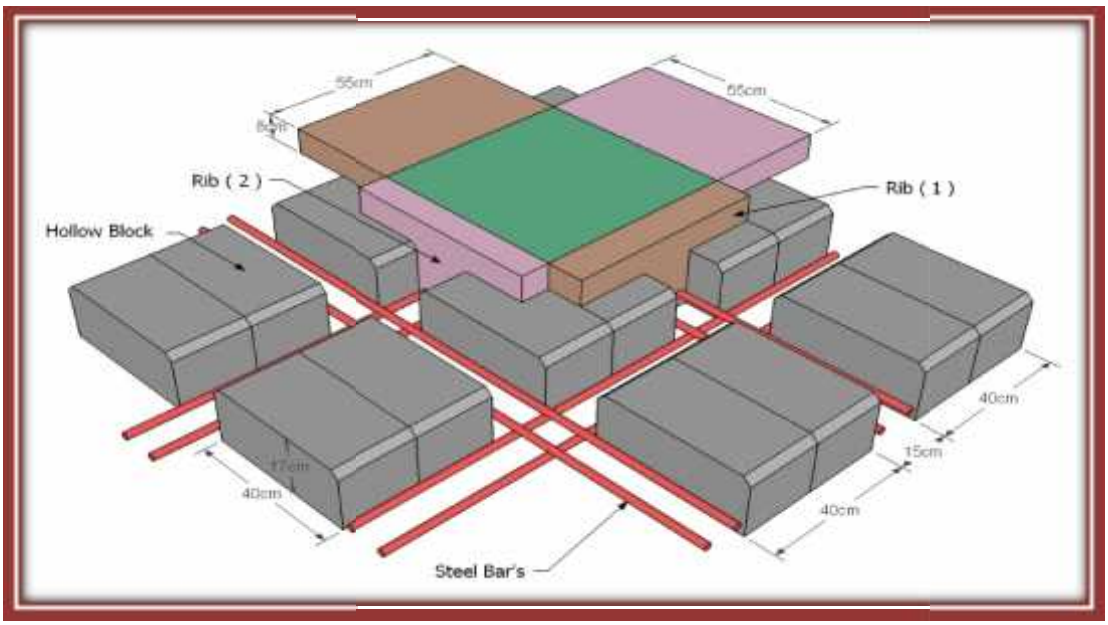
شكل (٣-٤) مقطع عرضي في عقدة مفرغة ذات اتجاه واحد

٣-٤-١-٣ العقدات المفرغة ذات الاتجاهين:

تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحة بدون وجود جسور ساقطة، وتتـــوزع الأعصاب فيها بالاتجاهين في العقدات الرئيسية حيث تكون النسبة بين أبعاد العقدة متقاربة .

أي عندما يكون ..... $L1/L2 \leq 2$.

ويبين الشكل (٣-٥) عقدة مفرغة ذات اتجاهين:



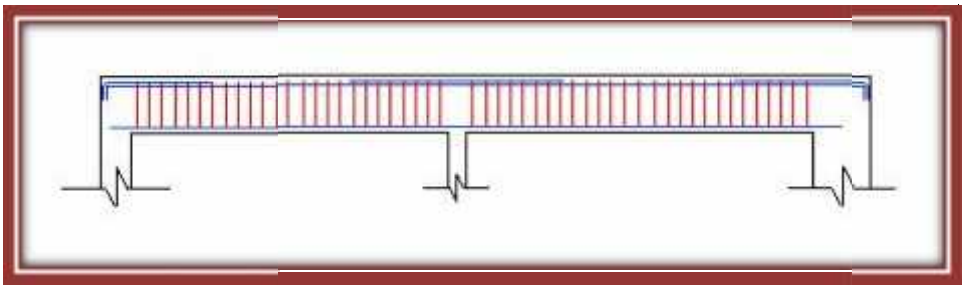
شكل (٣-٥) مقطع عرضي في عقدة مفرغة ذات اتجاهين

٣-٤-٢ الجسور:

هي العنصر الإنشائي الرئيسي الذي يقوم بنقل الأحمال بأنواعها من العقدات (البلاطات) إلى الأعمدة الحاملة وتقسم إلى:

١. الجسر المسحور (Hidden Beam):

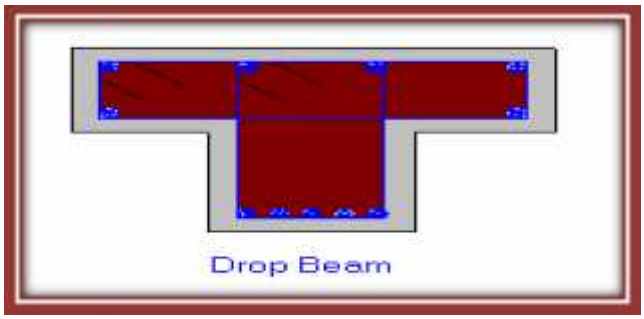
هي الجسور التي تكون سماكتها بنفس سماكة العقدة، فلا تظهر هذه الجسور بعد أعمال التشطيب ويختلف البعد العرضي لها باختلاف الأحمال الواقعة عليها. ويبين الشكل (٣-٦) مقطع طولي لجسر مسحور في العقدة.



شكل (٣-٦) مقطع طولي في جسر مسحور

٢. الجسر المدلى (Dropped Beam):

هي الجسور التي يكون عمقها اكبر من سمك العقدة، ويختلف شكلها باختلاف الموقع الموجودة فيه، فقد تكون طرفية بالنسبة للعقدة فتأخذ شكل حرف (L) وقد تكون في منتصف العقدة فتأخذ شكل حرف (T). ويظهر في الشكل (٣-٧) مقطع لجسر مدلى على شكل حرف (T).



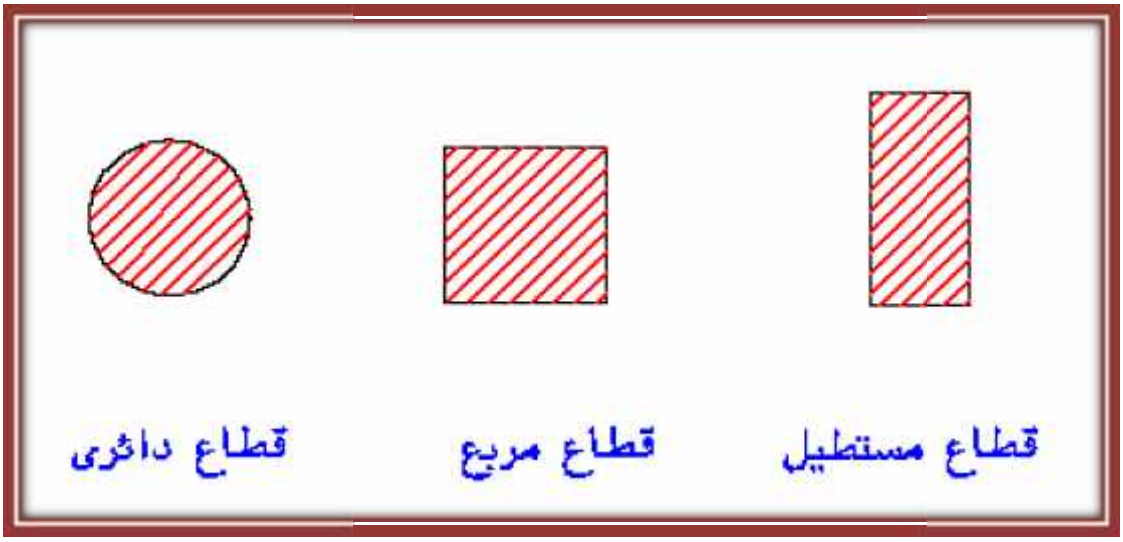
شكل (٣-٧) مقطع عرضي في جسر مدلى

٣. الأعصاب (Ribs) :

هي عبارة عن جسور سماكتها بنفس سماكة العقدة، وتكون على شكل حرف (T)، وتوجد بين صفين من الطوب المفرغ في العقدات المفرغة بجميع أنواعها.

٣ - ٤ - ٣ الأعمدة:

تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، و بذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى و يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها. و أما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في مبنى كلية العلوم التطبيقية فهي متنوعة من حيث الطول و شكل المقطع فهناك الأعمدة الطويلة دائرية المقطع بالإضافة إلى الأعمدة القصيرة مربعة أو مستطيلة المقطع. ومن حيث طبيعتها فجميعها من الخرسانة المسلحة، يبين الشكل (٣-٨) مقاطع مختلفة للأعمدة.



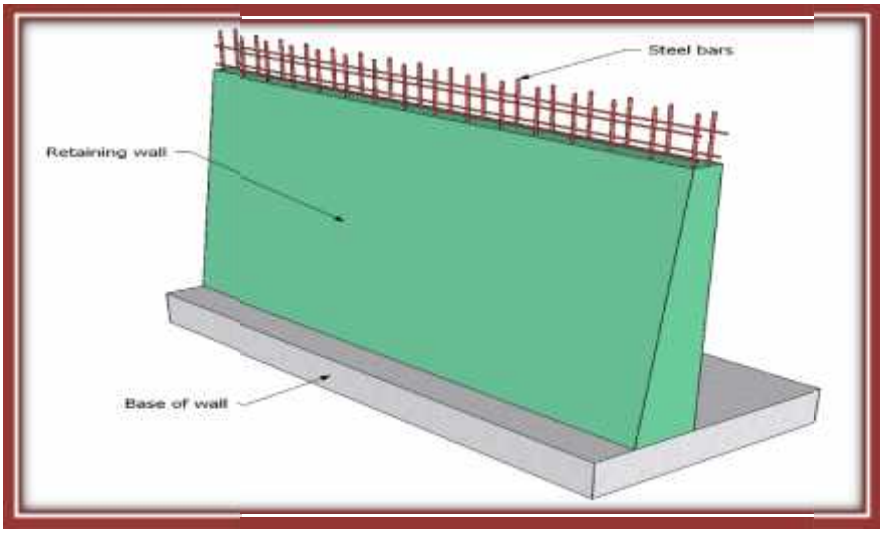
شكل (٣-٨) مقاطع مختلفة للأعمدة

٣-٤-٤ جدران القص:

هي العناصر الإنشائية الحاملة التي تقاوم القوى العمودية والأفقيـــة الواقعـــة عليهـــا خصوصا مثل قوى الزلازل والرياح. وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج والمصاعد، و الجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولـــة إليها من الجسور في العقدات كما تعمل معظمها كجدران قص تقاوم القـــوى الأفقيـــة التـــي يتعرض لها المنشأ مثل القوى الأفقية الناشئة عن الزلازل.

٣-٤-٥ الجدران الإستنادية:

هي الجدران التي تقوم على مقاومة أحمال التربة الجانبية، ويتم تصميمها في طوابق التسوية نظرا لوجودها في مستوى تحت سطح الأرض. ويبين الشكل (٣-٩) جدار استنادي.



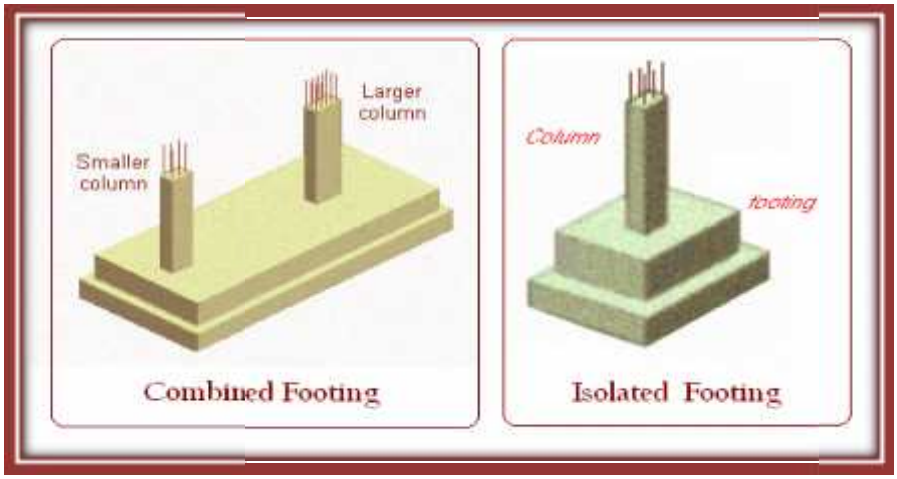
الشكل (٣-٩) جدار استنادي

٣-٤-٦ الأساسات:

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

و لمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات، و تكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات التي ستستخدم.

من المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة و ذلك تبعـــا لقـــوة تحمـــل التربـــة والأحمال الواقعة على كل أساس وبالاعتماد أيضا لطبيعة هيكل هذا المنشأ وما يتخـــذه مـــن شكل متدرج ليتناسب و طبوغرافية الأرض. ويوضـــح الشـــكل (٣-١٠) قاعـــدة منفـــردة (Isolated) وأخرى مزدوجة (Combined) .



شكل (٣-١٠) قاعدة منفردة وأخرى مزدوجة

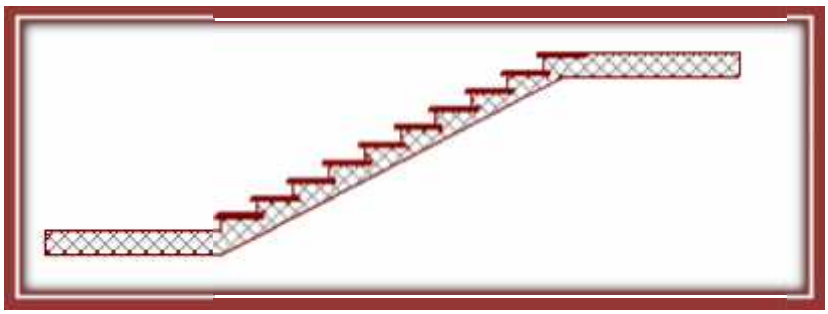
٣-٤-٧ الأدراج:

هي العناصر الإنشائية التي تربط بين مستويين أفقيين مختلفين، لتؤدي مهمة انتقال الأشخاص بين الفعاليات المختلفة خلال الطوابق المتعددة، وعلى الرغم من اعتبارها من ملحقات المباني، إلا أن ذلك لا يفقدها الأهمية في اعتبارها عناصر أساسية. في هذا المبنى سيتم استخدام نوعين من الأدراج الخرسانية هي:

- الأدراج مستطيلة الشكل.
- الأدراج الحلزونية (دائرية الشكل).

٣-٤-٧-١ الأدراج المستطيلة:

تعتبر هذه الأدراج من أكثر الأنواع شيوعا في الأبنية، وقد تكون هذه الأدراج بشاحطين أو أكثر يلتقيان بصورة متوازية أو متعامدة. ويوضح الشكل (٣-١٠) مقطع في درج مستطيل الشكل.



شكل (٣-١١) مقطع في درج مستطيل الشكل

٣-٤-٧-٢ الأدراج الحلزونية (دائرية الشكل):

وهي من أكثر الأنواع تعقيدا نظرا لشكلها الدائري وصعوبة توزيع الدرجات فيهـــا.

من مزايا هذه الأدراج، احتياجها لمساحات صغيرة من الأرض قياسا بالأنواع الأخرى.

٣-٤-٨ فواصل التمدد:

هي عبارة عن فواصل يتم عملها في المباني التي يزيد طولها عن ٤٠ متر، بســبب التقليل من التمدد للخرسانة المسلحة نتيجة اختلاف درجات الحرارة في الصــيف والشــتاء. وتكون المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشات العادية كما يلي:

من ٤٠ إلى ٤٥ مترا في المناطق المعتدلة.

من ٣٠ إلى ٣٥ مترا في المناطق الحارة.

ويمكن أن يسمح بزيادة هذه المسافات بشرط الأخذ في الاعتبار عند التصميم تــأثير عوامل التمدد والانكماش والزحف.

وفي حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الساندة والأسوار يجب ترتيب الفواصل على مسافات أقل، مع أخذ الاحتياطات لعدم تسرب المياه في هذه الفواصل.

٣-٥ برامج الحاسوب المستخدمة:

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدمها في هذا المشروع و هي:

١. ATIR: لتحليل و تصميم العناصر الإنشائية.

٢. Staad pro 2007: لتحليل وتصميم العناصر الإنشائية.

٣. AUTOCAD 2007: و ذلك لرسم المخططات للعناصر الإنشائية في المباني.

٤. Microsoft office 2007: كتابة تقرير المشروع.

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4.1 Introduction

The main objective of this project is to prepare the structural design for the Applied Sciences College building. After the study of the building architecturally and structurally we begin this chapter with the process of structural design.

In This Project, there are three types of slabs: one-way, two-way ribbed slabs and one way solid slab. we would be analyzed and designed by using finite element method of design, with the aid of "ATIR - Software" to find the internal forces, moments and deflections for several structural elements.

The design procedure starts from the top to the bottom of structure, so, numbers were being given to each member to simplifying and classifying these members. The key plans for each level which show the keys for each member can be shown in the Figures in appendix "B", and then the calculation started step by step from the roof to the foundation.

4.2 Factored Loads:

The factored loads on which the structural analysis and design is based for our project members, is determined according to ACI 318-02 (9.2.1):

$$q_u = 1.2\ DL + 1.6\ LL$$

4.3 Determination of thicknesses:

4.3.1 Determination of thickness for one way ribbed slab:-

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

The overall depth must be satisfied according to ACI Table (9.5.a):

For rib (R 6) in the basement floor, as shown in fig (4.1).

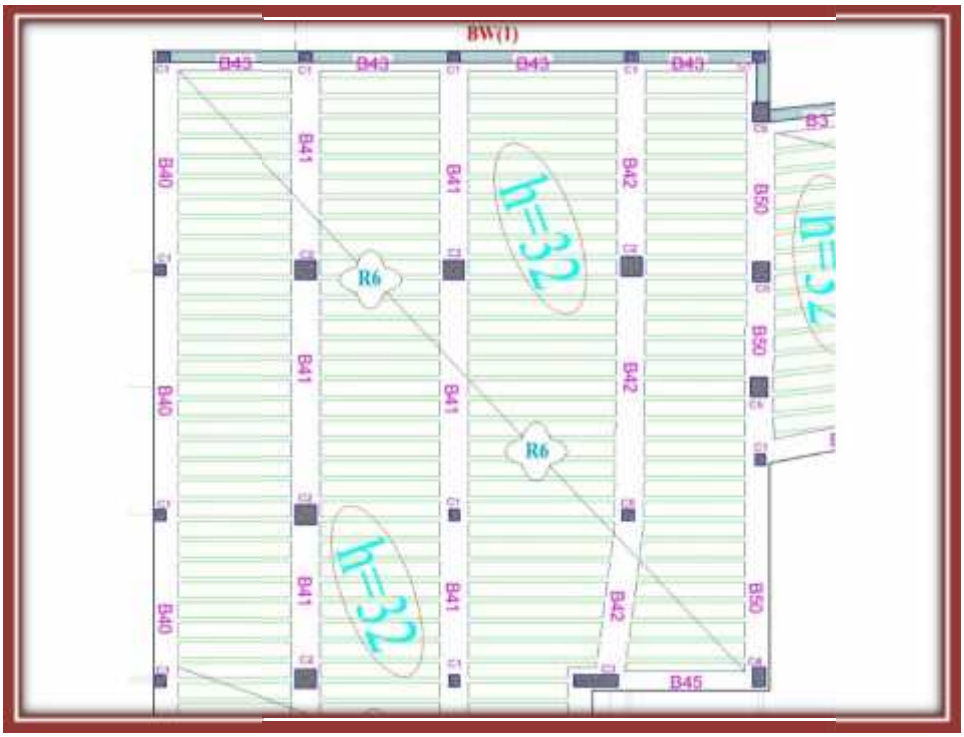


Fig. (4-1) Rib (6) in the basement floor

Determination of thickness:

Length of exterior span is: 3.4 m, then

$$\frac{L}{18.5} = \frac{340}{18.5} = \quad 18.4 \ cm$$

The maximum length for interior span is: 4.3 m, then

$$\frac{L}{21} = \frac{430}{21} = 20.5\,cm \quad \textit{Selected}$$

4.3.2 Determination of thickness for two way ribbed slab:-

The figure (4-2) shows the two way ribbed slab (R 1).

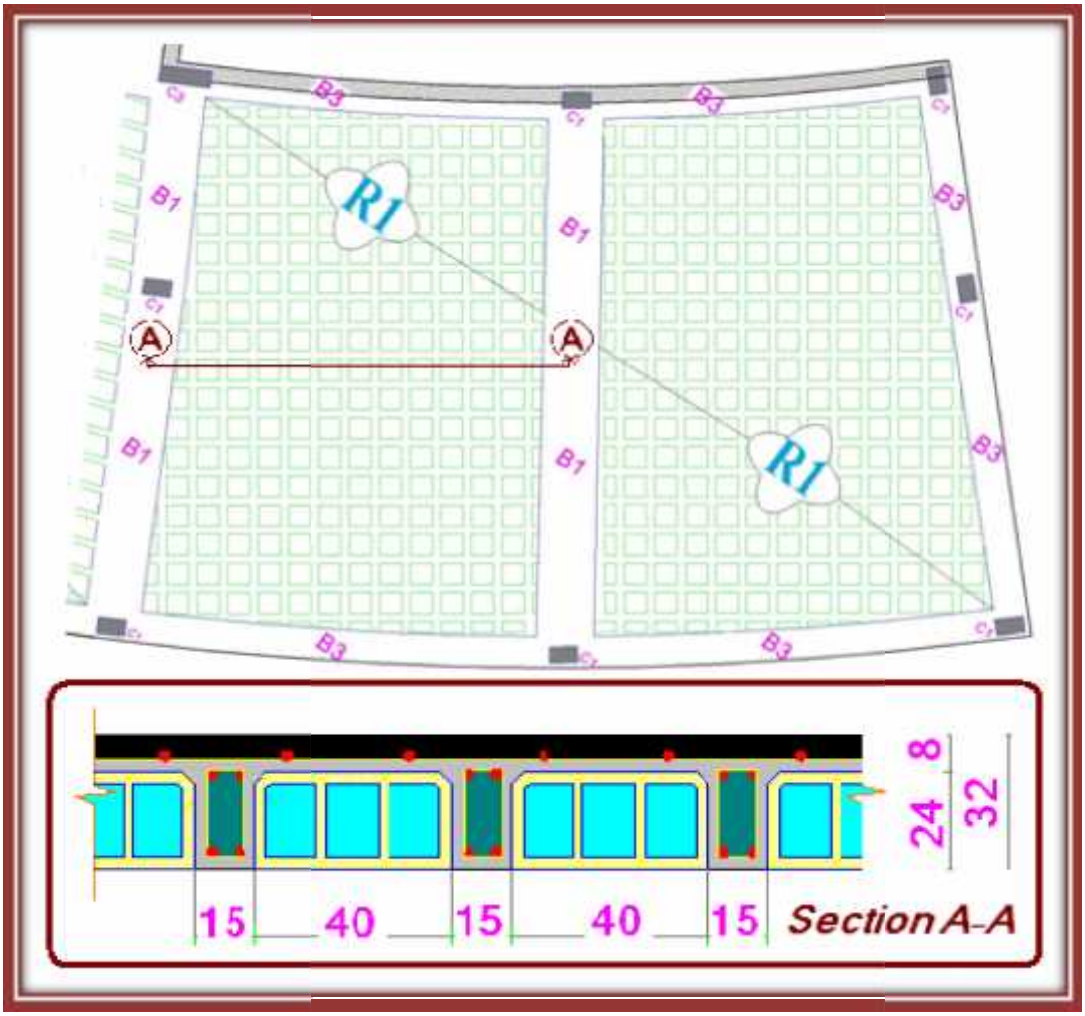


Fig. (4-2) two way rib slab

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

$$I = \frac{1}{3}bh^3$$

$$Y_{Rib} = \frac{(2*.2*.08*.04 + .15*.32*.16)}{(2*.2*.08 + .15*.32)} = 0.112 \ \ m$$

$$= 11.2 \ cm$$

$$I_{rib} = \frac{.55*(.112)^3}{3} - \frac{(.55-.15)*(.032)^3}{3} + \frac{.15*(.208)^3}{3} = 7.0316\times10^{-4} \ \ \mathrm{m}^4$$

$$I_{slab} = \frac{7.0316*10^{-4}}{0.55}*9.7 = 12.4012\times10^{-3} \ \ \mathrm{m}^4$$

$$= 124\times10^{-4}$$

$$I_{B3} = \frac{.6*(.32)^3}{3} = 6.5536\times10^{-3} \ \ \mathrm{m}^4$$

$$= 65.536\times10^{-4}$$

$$Y_{B1} = \frac{(2*.3*.32*.16 + .4*.62*.31)}{(2*.3*.32 + .4*.62)} = 0.24455$$

$$= 24.45cm$$

$$I_{B1} = \frac{1*(.24455)^3}{3} + \frac{1*(.0755)^3}{3} + \frac{.4*(.3)^3}{3} = 8.6184\times10^{-3}$$

$$= 86.2\times10^{-4} \ \ \mathrm{m}^4$$

$$\sim = \frac{I_B}{I_s}$$

$$\sim_1 = \frac{86.2\times10^{-4}}{124\times10^{-4}} = 0.69503$$

$$\sim_2 = \frac{65.536\times10^{-4}}{124\times10^{-4}} = 0.52852$$

$$\sim_m = \frac{\sim_1 + \sim_2}{2} = \frac{0.69503 + 0.52852}{2}$$

$$= 0.611775$$

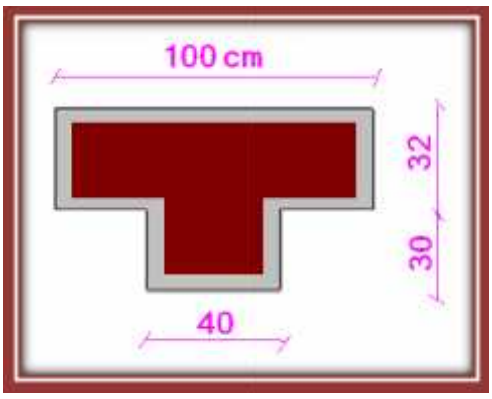


Fig. (4-3) Section in beam (B1)

$$0.2 < \sim_m = 0.61 < 2.0$$

According to ACI-code (eq 9.12):

$$h_{\min} = \frac{l_n(0.8 + f_y/1500)}{36 + 5\ (\sim_m - 0.2)}$$ *ACI-318-02 (Eq: 9-12)*

$$= \frac{L_a}{L_b}$$

$$= \frac{9.76}{7.19} = 1.3574$$

$$h_{\min} = \frac{9.76 * (.8 + 420/1500)}{36 + (5 * 1.357 * (0.61 - .2))} = 0.27180$$

$$= 27.18cm$$

4.4 Load Calculation:

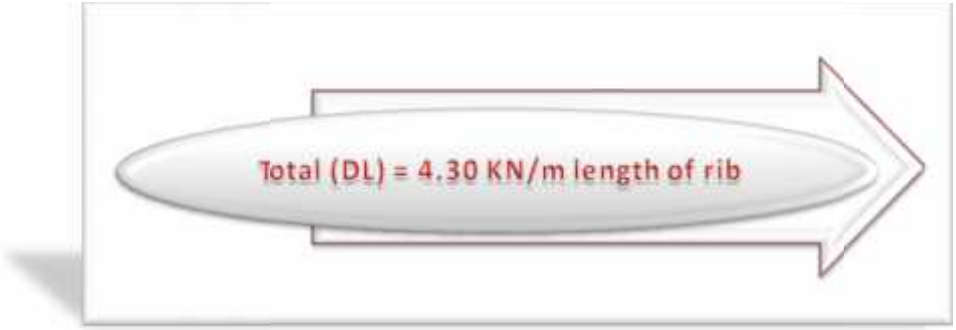
1. One - way ribbed slab

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

Dead load:

- ✓ **Rib**: 0.12*0.24*25 **= 0.72 KN/m length of rib**
- ✓ **Topping:** 0.08*0.52*25 **= 1.04 KN/m length of rib**
- ✓ **Plaster:** 0.02*0.52*22 **= 0.23 KN/m length of rib**
- ✓ **Block:** 0.24*0.4*10 **= 0.96 KN/m length of rib**
- ✓ **Sand Fill:** 0.05*0.52*16.4 **= 0.43 KN/m length of rib**
- ✓ **Tile:** 0.03*0.52*24 **= 0.37 KN/m length of rib**
- ✓ **Partitions:** 1*0. 52 = **0.52 KN/m length of rib**

Total (DL) **= 4.30 KN/m length of rib**



Live load:

Live load = 5.0 * 0.52 = 2.6 KN/m

Factored dead Load = 1.2* 4.30 = 5.2 KN/m

Factored live Load = 1.6 * 2.60 = 4.2 KN/m

2. Two - way ribbed slab:

Figure (4-4) shows a unit area for the two - way ribbed slabs, the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:

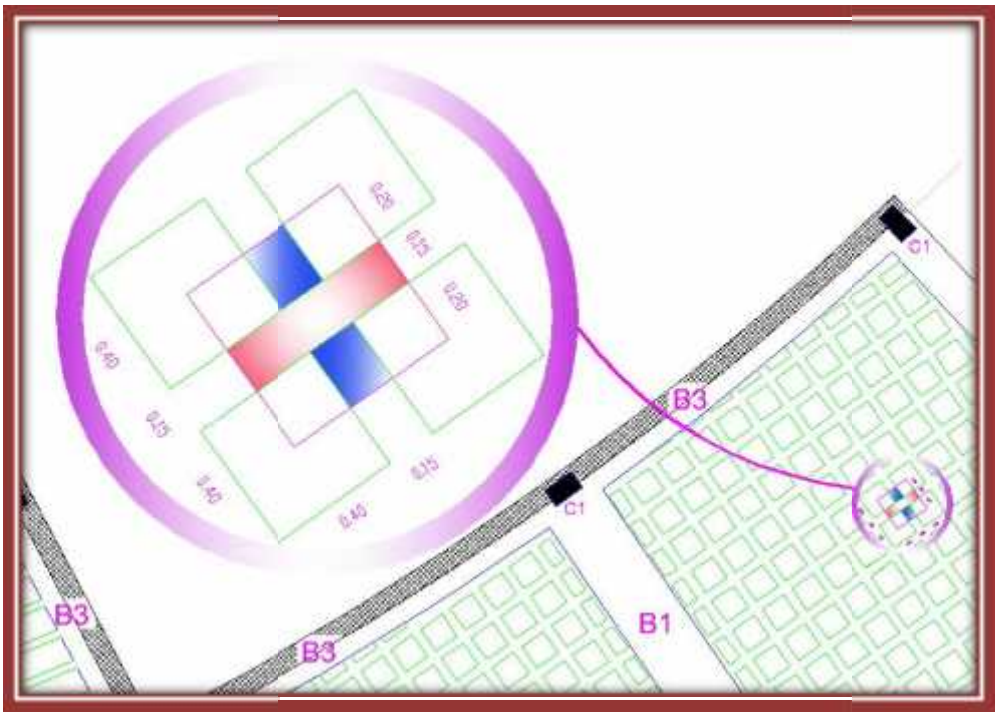


Fig. (4-4) Unit area of two way ribbed slab

Dead load:

- ✓ **Rib**: 0.15*0.24*(0.55+0.40)*25 **= 0.86 KN/Unit**
- ✓ **Topping:** 0.08*0.55*0.55*25 **= 0.61 KN/ Unit**
- ✓ **Plaster:** 0.02*0.55*0.55*22 **= 0.13 KN/ Unit**
- ✓ **Block:** 0.24*0.40*0.40*10 **= 0.38 KN/ Unit**
- ✓ **Sand Fill:** 0.05*0.55*0.55*16.4 **= 0.25 KN/ Unit**
- ✓ **Tile:** 0.03*0.55*0.55*24 **= 0.22 KN/ Unit**
- ✓ **Partitions:** 1*0.55*0.55 = **0.30 KN/ Unit**

Total (DL) **= 2.75 KN/ Unit**

4.5 Design of Topping:

4.5.1 Design of Topping for One-Way Ribbed Slab:

Dead load = total dead load – dead load of one rib

$$DL = \left[\frac{4.30}{0.52}\right] - \left[\frac{0.72}{0.52}\right] = 6.88 KN/m^2$$

Wu = (1.2 *6.88) + (1.6 * 5)
= 16.3 KN/m2

→ For a one meter strip Wu = 16.3 KN/m2

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$Mu = \frac{Wu * l^2}{12} = \frac{16.3 \times 0.4^2}{12} = 0.22 \text{ KN.m}$$

$f_c' = 24\ MPa$

$$fr = 0.42 \times \sqrt{fc'}(MPa) = 0.42 \times \sqrt{24}\ (MPa) = 2.06\ MPa$$
$$= 2.06 \times 10^{-3} \times 10^{6} = 2060\ KN/m^2$$

Mn = ƒr * s (ACI 318-02-chapter 21)

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

Mn = 2060* 1.06×10^{-3} = 2.184 KN.m

Φ Mn = 0.55 * 2.184= 1.201 KN.m

Φ Mn = 1.201 KN.m > Mu = 0.22 KN.m

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

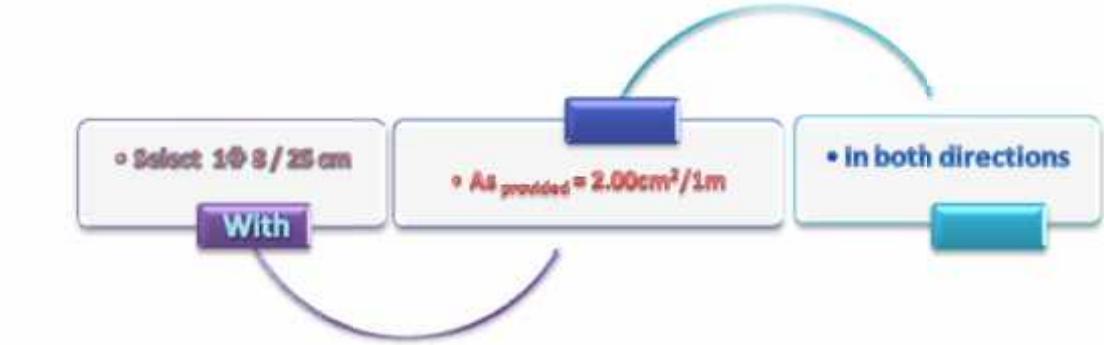
For the shrinkage and temperature reinforcement:

For F_y = 420 MPa

ρ =0.0018 *ACI-318-02 (7.12.2)*

As = ρ * b * h = 0.0018 * 100 * 8 = 1.44 cm^2 /1m

Select 1Φ 8 / 25 cm with As $_{provided}$ = 2.00 cm^2/1m in both directions



4.6 Design of rib (6):

By using ATIR program we get the envelope moment and shear diagrams which shown in figures (4-5) and (4 6) respectively.

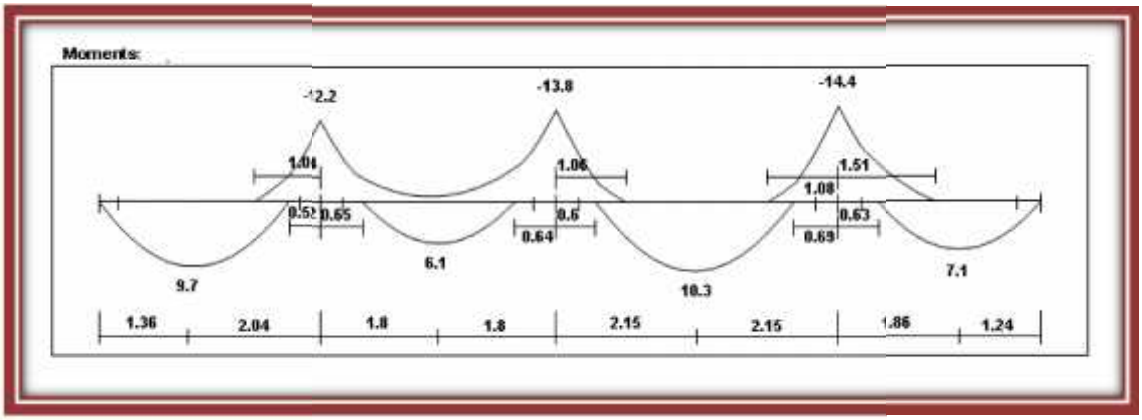


Fig. (4-5) Moment diagram for rib (R 6)

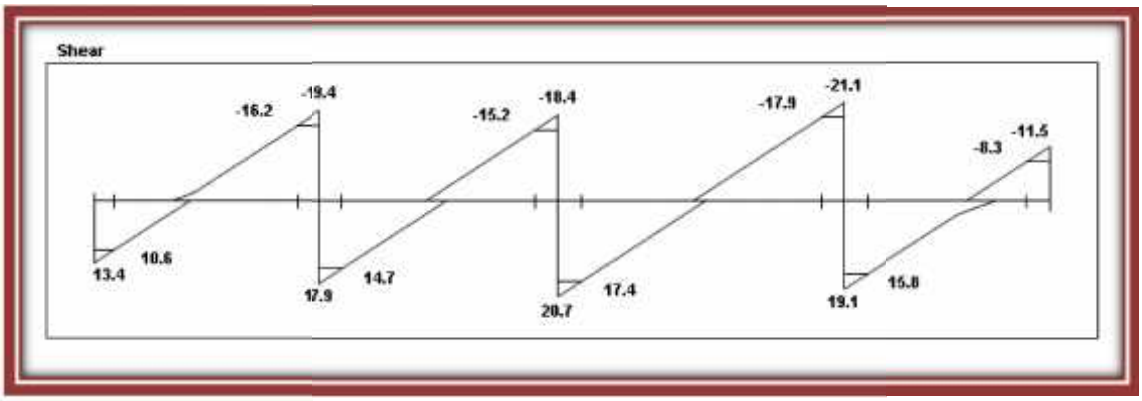


Fig. (4-6) Shear diagram for rib (R 6)

4.6.1 Design for positive moment for Rib (6):

The maximum span length for (R 6) is 4.30 m,

Effective Flange width (b_E) *ACI-318-02 (8.10.2)*

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

b_E = L / 4 = 430 / 4 = 108 cm

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

b_E = C/C = 52 cm

Use M_u max positive for all spans = 10.3 kN.m

M_n = 10.3/0.9

= 11.44 kN.m

= 1.144 ton.m

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

For a = t = 8 cm

C = 0.85 fc' t b_E = 0.85 (0.24) (8) (52) =84.86 ton

d = h – cover – $d_b/2$ = 32 – 2 – 1.2/2 = 29.4 cm

M_n = T or C (d –a/2) = 84.86 (29.4 – (8/2)) / 100 = 21.55 ton.m

$M_{n\ available}$ = 21.55 ton.m > $M_{n\ required}$ =1.144 ton.m

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y}(b_w)(d)$$ *ACI-318 (10.5.1)*

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(12)(29.4) \geq \frac{1.4}{420}(12)(29.4)$$

$A_s\ min$= 1.028 cm2 ≥ 1.176 cm2

$As_{\ min}$= 1.176 cm^2

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

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{1.144 * (10)^5}{(52)(29.4)^2} = 2.55\ Kg/cm^2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 2.55}{4200}}\right)$$

$$= 6.1\times10^{-4}$$

A_s = 6.1×10^{-4} (52)(29.4) = 0.93 cm^2 < A_s min = 1.176 cm^2

Select 2Φ10 bars with As =1.57 cm^2 for all spans in the beam

4.6.2 Design for Negative Moment for Rib (6):

The maximum negative moment from spans with support is

Mu = 14.4 kN.m

Mn = 14.4/ 0.9 = 16 kN.m

= 1.6 ton.m

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

(b = b_w)

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y}(b_w)(d)$$ *ACI-318*

(10.5.1)

A_s min=1.028 cm2 ≥ 1.176 cm2

As_{min}= 1.176 cm^2

m = 20.58

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{1.6 * (10)^5}{(52)(29.4)^2} = 3.56\ Kg/cm^2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 3.56}{4200}}\right)$$

$= 8.58 \times 10^{-4}$

$A_s = 8.58 \times 10^{-4}$ (52) (29.4) = 1.30 cm^2

1.30 cm2 > As (min) = 1.176 cm^2

Select 2Φ10 bars with As =1.57 cm^2

4.6.3 Design shear for Rib (6):

From envelope shear which shown in figures (4 6):

V_u = 17.9 KN

$$\Phi.\ V_c = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6}\ b_w * d$$

$$= (0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6}\ 12* 29.4)*100/1000$$

= 21.6 KN

$V_u < \Phi V_c$

$0.5\Phi V_c$ = 21.6 /2 = 10.8 KN

$0.5\Phi V_c < V_u < (\Phi V_c)$

According to ACI 318-02 11.5.5.1 the ribbed slab can be taken under the exception as floor joist construction.

-***Except for:-***

- Slabs and Footings.
- Floor joist constructions (Ribs).
- Beams with depth $\leq$ 25 cm.

$\leq$ 2.5 tf.

$\leq$ 0.5 bw.

So, NO Shear Reinforcement can take place.

4.7 Design of Beam (B 41)

Figure (4-7) shows the beam (B 41) which locates in basement floor.

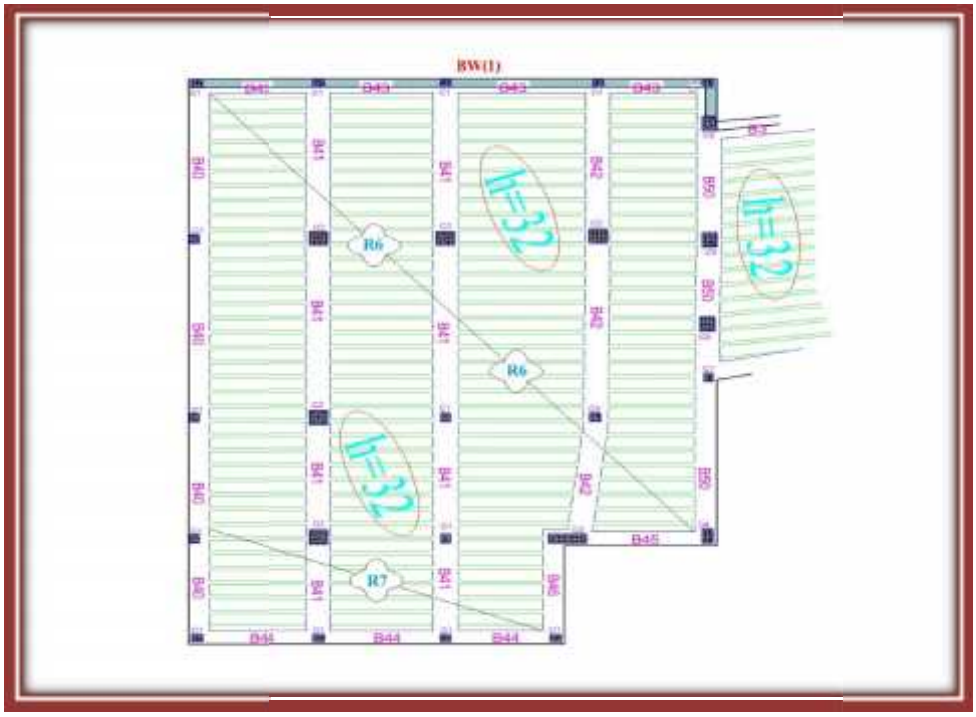


Fig. (4-7) Beam (B 41)

4-7-1 Load Calculations:-

** Loads on beam (B 41):

Assumptions
Beam depth = 32 cm
Beam width = 80 cm
Φ 20, for Main Reinforcement
Φ 10, for links

Dead load = 4.30 / 0.52 = 8.26 KN/m²

= 8.26*(1.39 +1.45)

= 23.46 KN/m²

Live load = 5.00 KN/m²

= 5.00*(1.39 +1.45)

= 14.2 KN/m²

Self weight = 25*0.32*0.8 = 6.4 KN/m

By using Atir software, we found that the Envelop of Bending Moment for this beam according to its spans, supports & loads acting on it as in *figure (4-8).*

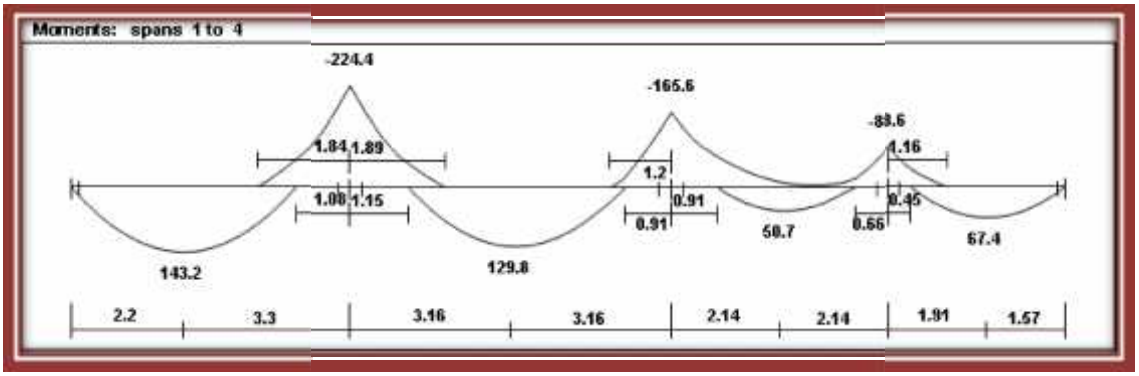


Fig. (4-8) Moment envelope for beam (B 41)

4-7-2 Determination of beam width:

d = h - Cover - d/2 = 32 – 4 – 1– 2/2 = 26 cm

Assume $\rho = 0.5\,\rho_{max}$

$$\frac{X_b}{0.003} = \frac{26}{0.0051}$$

$$X_b = 15.3 \text{ cm}$$

$a_b = \beta_1 * X_b = 0.85*15.3 = 13$

$0.85*fc*b*a_b = \rho_b*b*d*fy$

$$\rho_b = \frac{0.85*24*13}{26*420} = 0.0243$$

$\rho_{max} = 0.75*\rho_b = 0.75*0.0243$

$= 0.01821$

$\rho_{selected} = 0.5*0.01821 = 0.00911$

From moment diagram Mu max = 143.2 KN.m

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

$$Rn = \rho fy(1 \quad 0.5\rho m)$$
$$- 0.00911 \times 420(1 - 0.5 \times 0.00911 \times 20.6)$$
$$= 3.4672 \text{ Mpa}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = 3.4672 = \frac{143.2 * 10^{-3}}{0.9 * b * 0.26^2}$$

$$\Rightarrow\Rightarrow b = \frac{143.2 * 10^{-3}}{0.9 * 3.4672 * 0.26^2} = 0.67885 \text{ m}$$

Select
• b = 80 cm

4-7-3 Design for positive moment:

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4 * fy}(b)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(b)(d)$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 * 420}(80)(26) \geq \frac{1.4}{420}(80)(26)$$

$$6.07\ cm^2 \geq 6.93\ cm^2$$

As min = 6.93cm²

As max = 0.01935*80*26 = 40. 24 cm ²

Span (1)

Mu= 143.2 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{143.2 * 10^{-3}}{0.9 * 0.8 * 0.26^2} = 2.94$$

$$m = 20.6$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 2.94}{420}}\right) = 7.5940 * 10^{-3}$$

$$As = 7.5940 * 10^{-3} * 80 * 26 = 15.79 \ \ cm^2$$

Use Φ 16 with As_b = 2.01 cm²

Select 8 Φ 16

Span (2):

Mu=129.8 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{129.8 * 10^{-3}}{0.9 * 0.8 * 0.26^2} = 2.66$$

$$m = 20.6$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 2.66}{420}}\right) = 6.8112 * 10^{-3}$$

$$As = 6.8112 * 10^{-3} * 80 * 26 = 14.167 \ \ cm^2$$

Use Φ 16 with As_b = 2.01 cm²

Select 8 Φ 16

Span (3):

Mu=50.7 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{50.7 * 10^{-3}}{0.9 * 0.8 * 0.26^2} = 1.04$$

$$m = 20.6$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.04}{420}}\right) = 2.5428 * 10^{-3}$$

$$As = 2.5428 * 10^{-3} * 80 * 26 = 5.28 \ \ cm^2$$

Use Φ16 with As $_b$ = 2.01 cm²

Select 4 Φ 16

Span (4):

Mu=67.4 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{67.4 * 10^{-3}}{0.9 * 0.8 * 0.26^2} = 1.38$$

$$m = 20.6$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.38}{420}}\right) = 3.4051 * 10^{-3}$$

$$As = 3.4051 * 10^{-3} * 80 * 26 = 7.08 \ \ cm^2$$

Use Φ 16 with As $_b$ = 2.01 cm²

Select 4 Φ 16

4-7-4 Design for negative moment

** Support (2)

Mu=224.4 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{224.4 * 10^{-3}}{0.9 * 0.8 * 0.26^2} = 4.61$$

$$m = 20.6$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 4.61}{420}}\right) = 12.615 * 10^{-3}$$

$$As = 12.615 * 10^{-3} * 80 * 26 = 26.24 \ \ cm^2$$

Use Φ 20 with As_b = 3.14 cm²

Select 9 Φ 20

** Support (3)

Mu=165.6 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{165.5 * 10^{-3}}{0.9 * 0.8 * 0.26^2} = 3.40$$

$$m = 20.6$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 3.40}{420}}\right) = 8.9136 * 10^{-3}$$

$$As = 8.9136 * 10^{-3} * 80 * 26 = 18.54 \ \ cm^2$$

Use Φ18 with As_b = 2.54 cm²

Select 8 Φ 20

** Support (4)

Mu = 88.6 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{88.6 * 10^{-3}}{0.9 * 0.8 * 0.26^2} = 1.82$$

$$m = 20.6$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.82}{420}}\right) = 4.5462 * 10^{-3}$$

$$As = 4.5462 * 10^{-3} * 80 * 26 = 9.45616 \ cm^2$$

Use Φ16 with As $_b$ = 2.01 cm²

Select 5 Φ 16

4-7-5 Design of Shear

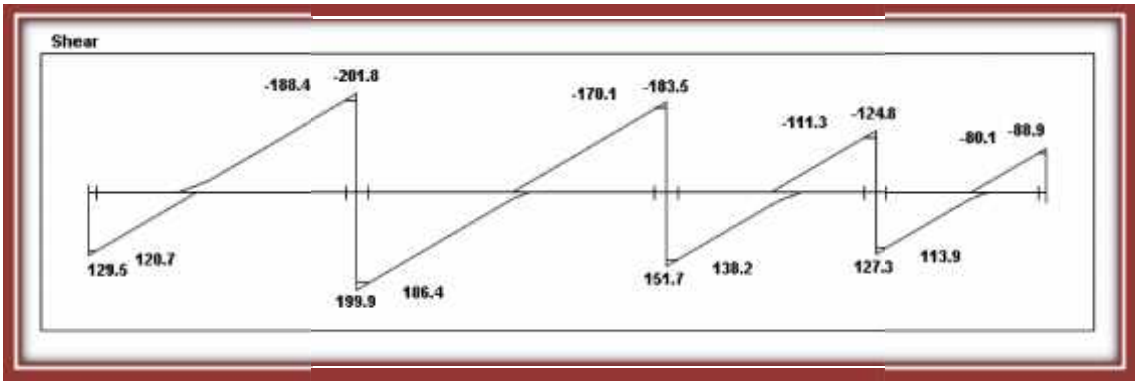


Fig. (4-8) Shear envelope for beam (B 2)

Vu max= 188.4 KN at distance d from the face of support.

$$\Phi V_c = 0.75\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd$$

$$\Phi V_c = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 800*294 = 144.02 \text{ KN}$$

$$\min \Phi Vs = 0.75 * \frac{1}{3} * bd$$

$$= 0.75 * \frac{1}{3} * 800*294 = 58.8 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c + \min \Phi Vs$$

$$= 144.02+58.8= 202.82 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c < \text{Vu max} \leq \Phi V_c + \min \Phi Vs$$

min Shear reinforcement is required

According to (ACI-318-code).

$$\Phi Vs_{req} = Vu - \Phi V_c .$$

$$\Phi Vs_{req} = 188.4 - 144.02 = 44.38 \text{ KN}$$

$S_{req} = 0.75*(Av * fy * d) / \Phi Vs_{req}$.

Number of stirrups used: - = 2 stirrups.

$S_{req} = 0.75*(4*78.53*420*294)/44.38*10^3$

$= 654$ mm

$$S_{req} \leq \frac{d}{2}$$

$$\frac{d}{2} = \frac{294}{2} = 147\text{mm} \quad \text{is Control}$$

Select s = 14cm

4.8 Design of Two Way Ribbed Slabs

4.8.1 Design of Rib (R3):

Ly = 10.58 m

Lx = 9.20 m

$$\frac{Ly}{Lx}=\frac{10.58}{9.2}=1.15$$

From table :

Kfx=25.8

Kfy=47.1

Ksx=10.5

KAx=2.52

Kay=2.41

Factored Load:

q_u= 10.4 KN/m

Mux,Muy,msx:

$$Mux=\frac{10.4*(9.2^2)}{25.8}=34.12 \text{ KN.m}$$

$$Muy=\frac{10.4*(9.2^2)}{47.1}=18.69 \text{ KN.m}$$

$$\text{Min msx}=\frac{-10.4*(9.2^2)}{10.5}=83.83 \text{ KN.m}$$

$q_{Ax}=\frac{10.4*(9.2)}{2.52}=37.97$ KN/m

$q_{Ay}=\frac{10.4*(9.2\ )}{2.41}=39.7$ KN/m

design of Mux

Mu_x =34.12 KN.m

d=29 cm

$$M_n=\frac{M_U}{¤}=\frac{34.12}{0.9}=37.9 \text{ KN.m}$$

$R_n=M_n/(b*d^2)=\frac{37.9*10^6}{550*290^2}$

R_n =0.82Mpa

m= fy/0.85*fc'=420/0.85*24=20.58

$$°_{req}=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*m*Rn}{fy}}\right)$$

$$=\frac{1}{20.58}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.58*0.82}{420}}\right)=0.00198$$

$A_{S\ req}$ = 0. 00198*55*29 = 3.2 cm^2

Not less than

$As_{\ min}$ =1.45 cm^2……. OK

AS_{req} =3.2 cm^2

Select 2Φ16 with As = 4cm2

design of Muy

Mu_y=18.69 KN.m

d=29 cm

$$M_n = \frac{M_U}{¤} = \frac{18.69}{0.9} = 20.76 \text{ KN.m}$$

$$R_n = M_n/(b*d^2) = \frac{20.76*10^6}{550*290^2}$$

R_n =0.45 Mpa

m= fy/0.85*fc'=420/0.85*24= 20.58

$$° _{req} = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*m*Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1}{20.58}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.58*0.45}{420}}\right) = 0.00108$$

$A_{S\ req}$ =0.00108*55*29=1.72 cm^2

Not less than

$As_{\ min}$ =1.45 cm^2 ……. OK

AS_{req} =1.72 cm^2

Select 2Φ12 with As = 2.26cm2

design of min msx:

min msx =83.83 KN.m

$$M_n = \frac{M_U}{¤} = \frac{83.83}{0.9} = 93.14 \text{ KN.m}$$

$R_n = M_n / (b*d^2) = \frac{93.14*10^6}{550*290^2}$

R_n = 2 Mpa

m= fy/0.85*fc'=420/0.85*24 = 20.58

$$\rho_{req} = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*m*Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1}{20.58}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.58*2}{420}}\right) = 0.005$$

$A_{S\ req}$ =0.005*55*29=7.97 cm^2

Not less than

$A_{s\ min}$ =1.45 cm^2……. OK

AS_{req} =3.2 cm^2

Select 2Φ25 with As = 9.8cm2

4.8.2 Design of Rib (R15):

Ly=11 m

Lx=10.71 m

$\frac{Ly}{Lx} = \frac{11}{10.71} = 1.02$ **=1.0**

From table :

Kfx=41.2

Kfy=29.4

Ksy=11.9

KAx=2.59

Kay=1.72

factored load:

q_u= 10.4 KN/m

Mux,Muy,msx:

$$Mux=\frac{10.4*(10.71^2)}{41.2}=28.95 \text{ KN.m}$$

$$Muy=\frac{10.4*(10.71^2)}{29.4}=40.57 \text{ KN.m}$$

$$\text{Min msy}=\frac{-10.4*(10.71^2)}{11.9}=100.24 \text{ KN.m}$$

$$q_{Ax}=\frac{10.4*(10.71)}{2.59}=43 \text{ KN/m}$$

$$q_{Ay}=\frac{10.4*(10.71)}{1.72}=64.75 \text{ KN/m}$$

design of Mux

Mu_x =28.95 KN.m

d=29 cm

$$M_n=\frac{M_U}{¤}=\frac{28.95}{0.9}=32.16 \text{ KN.m}$$

$$R_n=M_n/(b*d^2)=\frac{32.16*10^6}{550*290^2}$$

R_n =0.695Mpa

m= fy/0.85*fc'=420/0.85*24=20.58

$$\rho_{req} = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*m*Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1}{20.58}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.58*0.695}{420}}\right) = 0.00173$$

$A_{S\ req}$ =0. 00173*55*29=2.76 cm^2

Not less than

$A_{s\ min}$ =1.45 cm^2……. OK

AS_{req} =2.76 cm^2

Select 2Φ14 with As = 3cm2

design of Muy

Mu_y=40.57 KN.m

d=29 cm

$$M_n = \frac{M_U}{¤} = \frac{40.57}{0.9} = 45.1 \text{ KN.m}$$

$$R_n = M_n/(b*d^2) = \frac{45.1*10^6}{550*290^2}$$

R_n =0.975Mpa

m= fy/0.85*fc'=420/0.85*24=20.58

$$\rho_{req} = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*m*Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1}{20.58}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.58*0.975}{420}}\right) = 0.002.49$$

$A_{S\ req}$ =0.00249*55*29=3.79 cm^2

Not less than

$As_{\ min}$ =1.45 cm^2

$AS_{\ req}$ =3.79 cm^2

Select 2Φ16 with As = 4 cm2

design of min msx:

min msx =100.24 KN.m

$$M_n = \frac{M_U}{¤} = \frac{100.24}{0.9} = 111.37 \text{ KN.m}$$

$$R_n = M_n/(b*d^2) = \frac{111.37*10^6}{550*290^2}$$

R_n = 2.4 Mpa

m= fy/0.85*fc'=420/0.85*24=20.58

$$\circ_{req} = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*m*Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1}{20.58}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.58*2.4}{420}}\right) = 0.0061$$

$A_{S\ req}$ =0.0061*55*29=9.72 cm^2

Not less than

$As_{\ min}$ =1.45 cm^2……. OK

$AS_{\ req}$ =9.72 cm^2

Select 2Φ25 with As = 9.8cm2

4.8.3 Design of Rib (R16):

Ly=11.17 m

Lx=11 m

$$\frac{Ly}{Lx}=\frac{11.17}{11}=1.0$$

From table :

Kfx=59.5

Kfy=44.1

Ksx=18.3

Ksy=16.2

KAx=2.21

Kay=2.11

factored load:

q_u= 10.4 KN/m

Mux,Muy,msx:

$$\text{Mux}=\frac{10.4*(11^2)}{59.5}=21.15 \text{ KN.m}$$

$$\text{Muy}=\frac{10.4*(11^2)}{44.1}=28.53 \text{ KN.m}$$

$$\text{Min msx}=\frac{-10.4*(11^2)}{18.3}=68.76 \text{ KN.m}$$

$$\text{Min msy}=\frac{-10.4*(11^2)}{16.2}=77.76 \text{ KN.m}$$

$q_{Ax}=\frac{10.4*(11)}{2.21}=51.76$ KN/m

$q_{Ay}=\frac{10.4*(11)}{2.11}=54.22$ KN/m

design of Mux

Mu_x =21.15 KN.m

$$M_n=\frac{M_U}{¤}=\frac{21.1}{0.9}=23.5 \text{ KN.m}$$

$R_n=M_n/(b*d^2)=\frac{23.5*10^6}{550*290^2}$

R_n =0.508Mpa

m= fy/0.85*fc'=420/0.85*24=20.58

$$°_{req}=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*m*Rn}{fy}}\right)$$

$$=\frac{1}{20.58}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.58*0.508}{420}}\right)=0.00123$$

$A_{S\ req}$ =0. 00198*55*29=1.96 cm^2

Not less than

$As_{\ min}$ =1.45 cm^2

AS_{req} =1.96 cm^2

Select 2Φ14 with As = 3cm2

design of Muy

Mu_y=28.53 KN.m

d=29 cm

$$M_n = \frac{M_U}{¤} = \frac{28.53}{0.9} = 31.7 \text{ KN.m}$$

$$R_n = M_n/(b*d^2) = \frac{31.7*10^6}{550*290^2}$$

R_n =0.685Mpa

m= fy/0.85*fc'=420/0.85*24=20.58

$$°_{req} = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*m*Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1}{20.58}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.58*0.685}{420}}\right) = 0.00165$$

$A_{S\ req}$ =0.00165*55*29=2.63 cm^2

Not less than

$As_{\ min}$ =1.45 cm^2

Select AS_{req} =1.72 cm^2

Select 2Φ14 with As = 3cm2

design of min msx:

min msx =68.76 KN.m

$$M_n = \frac{M_U}{¤} = \frac{68.76}{0.9} = 76.4 \text{ KN.m}$$

$R_n = M_n / (b*d^2) = \frac{68.76*10^6}{550*290^2}$

R_n = 1.65 Mpa

m= fy/0.85*fc'=420/0.85*24=20.58

$$\rho_{req} = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*m*Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1}{20.58}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.58*1.65}{420}}\right) = 0.0041$$

$A_{S\ req}$ =0.0041*55*29=6.54 cm^2

Not less than

$$As_{\ min} = 1.45\ cm^2$$

$AS_{\ req}$ =6.54 cm^2

Select 2Φ22 with As = 7.6cm^2

design of min msy:

min msy=77.76 KN.m

$$M_n = \frac{M_U}{¤} = \frac{77.76}{0.9} = 86.3 \text{ KN.m}$$

$R_n = M_n / (b*d^2) = \frac{86.3*10^6}{550*290^2}$

R_n = 1.86 Mpa

m= fy/0.85*fc'=420/0.85*24=20.58

$$\rho_{req} = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*m*Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1}{20.58}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.58*1.86}{420}}\right) = 0.00467$$

$A_{S\ req}$ =0.00467*55*29=7.45 cm^2

Select 2Φ22 with As = 7.6 cm2

4.9 Design of One Way Solid Slab (S2)

L_X =7.56+0.3+0.3 =8.16 m

L_Y =23.56+1.0 =24.56 m

$$\frac{L_X}{L_Y}=\frac{8.16}{24.56}=0.33<0.5$$

Determination the required thickness of slab:

$$h_{req} \geq \frac{L}{20} * M \quad , \quad M\text{: modification factor}$$

M = (0.4+ fy/700)……for fy = 420 MP.

Then M= (0.4+420/700)=0.4+0.6=1.0

$$h_{req}=\frac{L}{20}*M=\frac{816}{20}*1.0=40.8\ cm$$

Select h= 40 cm

Deformation of slab:

D.L of slab of one meter strip:

D.L =1*0.4*25=10 KN/m

(D.L) =10 KN/m

(L.L)=5*1.0=5 KN/m

D.L of plaster:

D.L =0.03*1*22=0.66 KN/m

Total dead load =10.66 KN/m

Live load =5 KN/m

Internal forces:

q_U=1.2*D.L+1.6*L.L=1.2*10.66+1.6*5

=20.792 KN/m

$$M_U = \frac{q_u * L^2}{8} = \frac{20.792 * 8.16^2}{8} = 173 \text{ KN.m}$$

$$V_U = \frac{q_u * L}{2} = \frac{20.792 * 8.16}{2} = 84.83 \text{ KN}$$

Design of shear:

$\geq Vu$ $\Phi . Vc$

$$\Phi . Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * b * d = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 370$$

226.57 KN > V_U =84.83 KN

$\Phi . Vc > \geq Vu$

No shear reinforcement is required

Design of main reinforcement in the direction of the span:

M_U =173 KN/ m

V_U =84.83 KN

$$M_n = \frac{M_U}{¤} = \frac{173}{0.9} = 192.22 \text{ KN.m}$$

$$R_n = M_n / (b*d^2) = \frac{192.22*10^6}{1000*370^2}$$

R_n =1.4 Mpa

m= fy/0.85*fc'=420/0.85*24=20.58

$$\rho_{req} = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*m*Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1}{20.58}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.58*1.4}{420}}\right) = 0.00345$$

$A_{S\ req}$ =0.00345*100*37=12.78 cm^2 /m

Check As_{min}:

$$0.25*\sqrt{fc'}*\frac{b*d}{fy} \quad As_{min} =$$

$$0.25*\sqrt{24}*\frac{1000*370}{420} = 10.78 \ cm^2 / m =$$

Not less than:

As_{min} =1.4*b*d/fy

=1.4*1000*370/420= 12.33 cm^2 /m

$A_{S\ req} > As_{min} \rightarrow$ 12.78 cm^2 /m >12.33 cm^2 /m

Select Φ14 with As = 1.538cm2

$$S_{req} = \frac{1.5386}{12.78}*100 = 12 \ cm$$

Select S= 12 cm

Chick for S:

S < 3*h=3*40=120 cm

12 cm < 120 cm …….ok

S < 450 mm

12 cm = 120 mm < 450 mm …….ok

Design of secondary reinforcement:

$A_{S\ req}$ = As_{min} for shrinkage and temperature:

=0.0018*b*h=0.0018*100*40=7.2 cm^2

But not less than:

1/5*As_{min} =0.2*7.2 =1.44 cm^2

$A_{S\ req}$ =7.2 cm^2

Select Φ12 with As = 1.13cm2

$$S_{req} = \frac{1.13}{7.2} * 100 = 15.7\ cm$$

Select S= 15 cm< S req

Chick for S:

1. S<3*h=3*40=120 cm

   15 cm<120 cm

2. S<450 mm

15cm=150mm<450 mm …….ok

Top reinforcement:

L > 0.15*Lx =0.15*8.16=1.224 m

=1.224+0.1=1.324 ……. select L =1.5 m

$As = \frac{1}{3} * As_{min} = \frac{1}{3} * 7.2 = 2.4\ cm^2$

$As = 2.4\ cm^2$

Select Φ8/15 cm with As = 3.35cm2

4.10 Design of Column (C12)

Design of cross sectional area:

Designing the cross sectional area of the column will give small dimensions which are not practically executed, so a (50cm x 60cm) cross sectional area column is suitable for this interior column!

DL = 660.22KN

LL = 282.9 KN

Pu = 1.2 DL + 1.6 LL

= 1.2(660.22) + 1.6(282.9)

= 1244.9 KN for one story

For three stories

Pu=3*1244.9=3734.7 KN

Pn req = Pu/ Φ (where Φ = 0.65 -------- ACI 9.3.2.2)

= 3734.7/0.65 = 5745.7 KN

Use ° = °$_g$ = 1 % --------ACI Code 10.16.8.6

Pn = 0.8 {0.85 fc′ (Ag – Ast) + fy Ast}------- ACI Code 10.3.6.2

= 0.8 Ag {0.85 fc′ + ρ g (fy – 0.85(fc′))}

5745.7 = 0.8 Ag {0.85 (2.4) + 0.01 (42.0 – 0.852.4))}

$Ag_{req} = 2943.97\ cm^2$

Select column section (50*60) with $Ag=3000cm^2$

Design of reinforcement:

Pn = 0.8 {0.85 fc′ (Ag – Ast) + fy Ast}------- ACI Code 10.3.6.2

= 0.8 Ag {0.85 fc′ + ρ g (fy – 0.85(fc′))}

5745.7=0.8*(3000) {0.85*(2.4)+ ρ g(42-0.85*(2.4)) }

ρ g =0.0085< ρ min=0.01

Select ρ min

As= ρ req*Ag=0.01*3000=30 cm^2

Select 16Φ16

Slenderness effect:

- **Check of slenderness ratio ,** $\frac{Klu}{r}$

$$\left(\frac{Klu}{r}\right) \le (34 - 12)\left(\frac{M1}{M2}\right) \quad \text{....} \quad \text{ACI 10.12.2}$$

$$\le 40$$

Where:

Lu: Actual unsupported length.

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

r: radius of gyration $= \sqrt{\frac{I}{A}}$

I = $bh^3/12 = 60(50)^3/12 = 625000\ cm^4$

A = 3000 cm^4

r = $\sqrt{\frac{625000}{3000}}$ = 14.43 cm^2.

$$\frac{Klu}{r} = \frac{1*4.2m}{0.1443} = 29.09 > 22$$

$\therefore$ Slenderness effect must be considered

$$\pm 1 = \left(\frac{Cm}{1 - (Pu\ /\ .75\,Pc)} \right) > 1$$

$$= \left(\frac{1}{1 - (3734.7 / 0.75Pc)} \right) > 1$$

Determination of Pc:

$$Pc = \frac{®^2 \times EI}{k\ lu}$$

$$Ec = \frac{15000 * \sqrt{240}}{100} = 2323.8 \text{ KN/cm}^2$$

Est =20000 KN/cm²

$$I_{gross} = \frac{50 * 60^3}{12} = 900000 \text{ cm}^4$$

Is = $2(16(2.01)\ (19.4)^2) = 24207.48\,\text{cm}^4$

EI larger of:

0.2(Ec Ig) + Es Is = 0.2(2323.8)(625000) + (20000)(24207.48) =774624.5KN.cm²

0.4 Ec Ig = 0.4(2323.8)(625000) = 580950000 KN.cm²

$$Pc = \frac{®^2 * 774624.5}{420^2} = 43340.35\text{KN}$$

$$Bd - \frac{792.3}{1244.9} = 0.636$$

$$\pm 1 = \left(\frac{1}{1 - (3734.8 / 0.75(43340.35)} \right) = 1.13$$

e min = 15 - 0.03(h) =15 – 0.03(450) = 15 mm

e used for the design = 15(1.13)=16.95 mm = 1.695 cm

The capacity (Pn) of the column

Cs = As (fy – 0.85×fc') = 7×2.01(42.0 – 0.85×2.4)

= 562.23 KN

Cc = 0.85×fc'×b×a

= 0.85×2.4×50×a

= 0.85×2.4×50×0.85X = 86.7X

$$\epsilon s = (32 - X)\left(\frac{0.003}{X}\right)$$

$$= (32 - X)\left(\frac{0.003}{X}\right) \times 20000$$

$$Fs = (32 - X)\left(\frac{0.003}{X}\right) \times 20000$$

$$= 60\left(\frac{32 - X}{X}\right)$$

$$T = As \times Fs = 7(2.01)\left(\frac{60 \times (32 - X)}{X}\right)$$

$$= \left(\frac{27014.4 - 844.2X}{X}\right)$$

$\sum$ M (+ clockwise) = 0

$$-\left(\frac{27014.4 - 844.2X}{X}\right)22.69 + 86.7X\left(\frac{0.85X}{2} - 23.23\right) - 562.23 \times 19.15 = 0.0$$

By trial and error the value of X = 55.95 cm

Then:

Cs = 562.23 KN

Cc = 86.7(55.95) = 4850.865 KN

$$T = \frac{27014.4 - 844.2 * 55.95}{55.95} = -361.37 \text{ KN}$$

$\therefore$ The tension force is in the opposite direction

Pn = Cs + Cc + T = 562.23+4850.865+361.37 = 5773.465 KN

Pn = 5773.465 KN > Pn =5745.7 KN

∴The column is sufficient for the applied load.

Lateral Ties Selection:

For Φ 10 mm ties: according ACI 7.10.5.2

- Spacing (S) ≤ 16*db (Longitudinal bar diameter)

  = 16 * 1.6= 25.6 cm ….control.
- 48*dt (ties bar diameter) = 48* 1 = 48 cm.
- Least dimension = 40 cm.

- UseΦ10 tie @ 25 cm.

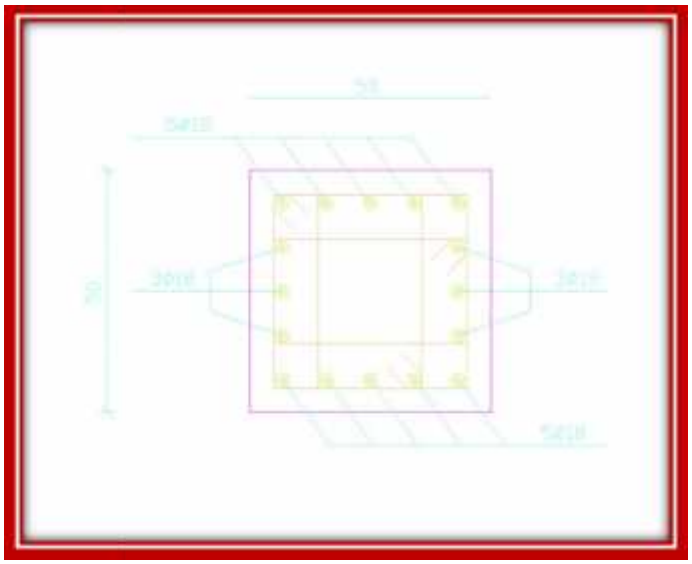


Fig. (4-9) Column (C 12)

4.11 Design of isolated footing (F 12)

Foundation design:

$F_{c'}$ =24 Mpa

F_Y =420Mpa

Use ($\sigma_{b\ (allowable)}$ = 500 KN/m^2)

M_u =0.0

$$e_x = \frac{Mu}{Pu}$$

$e_x = e_y = 0.0$

Pu =1.2*D.L+1.6*L.L

=3465.3 KN

$\sigma_{bu} = Pu / A_{req} \leq 1.4 * \sigma_{b(allowable)}$

$$\frac{3465.3}{A_{req}} \leq 1.4*500$$

A_{req} =4.95m^2 = 5 m^2

Select b_x =2.25 m

b_y =2.25 m

With area = 5.06 m^2

Estimation of the depth of footing:

$\Phi . Vc \geq Vu$

σ_{bu} = Pu /A = 3465.3/5.06 = 685 KN/m^2

Vu = the shear force at the critical section with a distance (a/2 + d)

h_{min} for interior footing =40 cm

d= h-c-ds/2=40-7-1=32 cm

a/2+d=0.5/2+.032= 0.57 m

Vu=685*0.555*2.25=855.4 KN

$\Phi. Vc = 0.75 * \frac{\sqrt{fc'}}{6} b_w * d_{req}$

$= 855.4 * 10^3 \geq Vu = 0.75 * 2250 * d_{req} \frac{\sqrt{24}}{6}$

d_{req}= 62 cm

h_{req}=62+7+1=70 cm

select h =70 cm

Design of footing against punching:

1. $Vc = (1+2/Bc) \frac{\sqrt{fc'}}{6} b_w * d_{req}$

2. $Vc = \frac{1}{2} * (\frac{\sim s}{b°/d} + 2) \frac{\sqrt{fc'}}{6} b_w * d_{req}$

3. $Vc = 2 * \frac{\sqrt{fc'}}{6} b_w * d_{req}$

b_o = parameter of critical section of punching at d/2

d = effective depth of footing

$Bc = a/b = \frac{long\ side\ of\ column}{short\ side\ of\ column}$

Where $a/b \geq 1.0$

$Bc \geq 1.0$

α_s=40 for interior column

=30 for exterior column

=20 for corner column

For interior column:

b_o= 2*(a+d/2)+2(b+d/2)=2(0.5+0.62/2)+2(0.5+0.62/2)=324cm

d = h-7-1 = 70-7-2 = 62 cm

α_s = 40 for interior column

Bc = 0.5/0.5 = 1.0

1-Vc= (1+2/1.0) $\frac{\sqrt{24}}{6}$ *3240 * 620

= 4920.53 KN

2-Vc= $\frac{1}{2}$ * ($\frac{40}{3240/620}$ +2) $\frac{\sqrt{24}}{6}$ b_w * d_{req}

= 7917.4 KN

3-Vc= 2 * b_w * d_{req} $\frac{\sqrt{24}}{6}$

=3280.35 KN

the smallest value is control

Select Vc=3280.35 KN

Φ. *Vc* ≥ *VuR*

VuR=Pu- σ_{bu} (area of critical section)

=3465.3-685(1.12*1.12)=2606.036 KN

Φ. *Vc*=0.75*3280.35=2460.26

Φ. *Vc* ≤ *VuR*

Then select h=75 cm ……d =67 cm

$b_\circ$= 2*(a+d/2)+2(b+d/2)=2(0.5+0.67/2)+2(0.5+0.67/2)=334cm

Vc=1/3* $\sqrt{24}$ *3340*670 =3654.31 KN

Φ. *Vc*=0.75*3654.31=2740.73 KN

VuR=3465.3-685(1.17*1.17)=2527.6 KN

Φ. Vc=2740.73 ≥ VuR

So no shear reinforcement is required

h =75 cm is control

Design of bending:

1-Design in plain concrete:

Design limits state in plain concrete:

$\sigma_T \leq fc_T$

σ_T =Tensile strength

fc_T =tensile strength of concrete=$0.42*\sqrt{fc'}$

¤ * $Mn \geq Mu$

$Mn = strength moment$

¤ = $unit\ strength\ factor = 0.55$

¤ * $Mn = 0.55 * 0.42 * \sqrt{fc'} * Sm \geq Mu$

Critical section for the design against bending at the face of column

Mu at the section (1-1)

Mu =685*(0.875*2.25*0.875*0.5)=590 KN

Sm =b*h^2/6=2250*$(750)^2$/6

¤ * $Mn \geq Mu$

$$¤ * Mn = 0.55 * 0.42 * \sqrt{24} * \left(\frac{2250 * 750^2}{6}\right)$$

=238.7 KN.m

$¤ * Mn \leq Mu$

238.7<590

The isolated footing must be reinforced ,the design of plain concrete is not satisfied.

2- Design of reinforcement:

fc' =24 MPa

d =67 cm

fy =420 MPa

Mu=590 KN.m

Mn=590/0.99=595.96 KN.m

Rn=Mn/b*d^2=595.96*10^6/2250*(670)^2

=0.95 Mpa

m =fy/0.85*fc'=420/0.85*24=20.6

$$\rho_{req} = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*m*Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*0.95}{420}}\right) = 0.002317$$

$A_{req}=\rho_{req}$*b*d=0.002317*225*67

=34.928 cm^2=35 cm^2

Check for min. reinforcement:

$$As_{min} = 0.25*\sqrt{fc'}*\frac{b*d}{fy}$$

$$= 0.25*\sqrt{24}*\frac{2250*670}{420} = 43.95 = 44cm^2$$

Not less than:

$$As_{min} = 1.4*b*d/fy$$

$$= 1.4*2250*670/420 = 50.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{But } As = 1.3*As_{req} = 1.3*35 = 45.5 \text{ cm}^2$$

Check for shrinkage and temperature:

$As_{min} = 0.0018*b*h = 0.0018*225*75 = 30.375$ cm^2

$As_{req} = 45.5$ cm^2 $> As_{min} = 30.375$

Select 15 Φ20 with As =47.1cm2

Design of dowels:

$$¤*Pn = ¤*(0.85*fc'*Ay + As*fy)$$

$$Pu = 3465.3KN$$

$$¤ = 0.65$$

$$Ay = area\,of\,column \Rightarrow Ay = 0.5*0.5 = 0.25m^2$$

$$¤*Pn = 0.65(0.85*24*500*500 + As_{req}*420) \geq 3465.3*10^3$$

$As_{req} = 55$ cm^2

Select 18Φ20 with As= 56.52 cm2

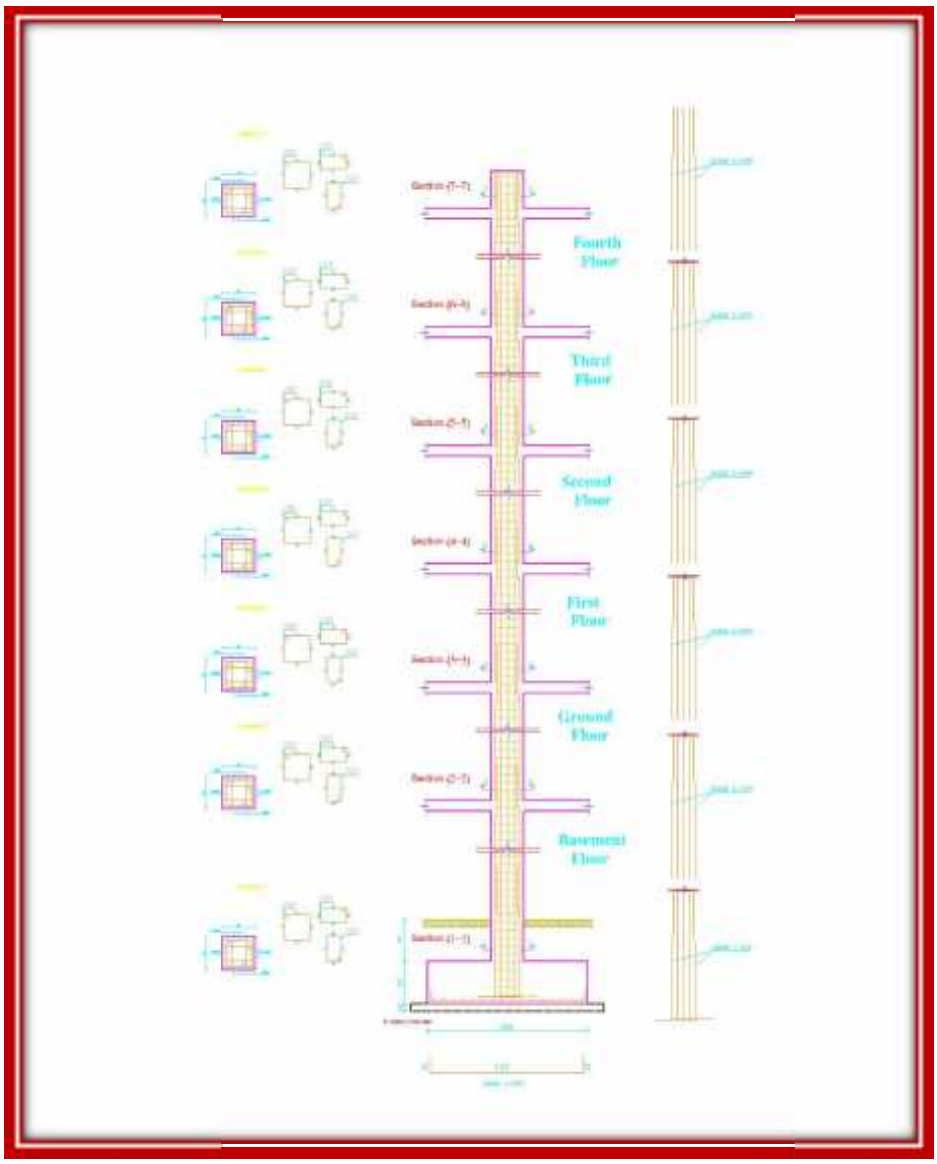


Fig. (4-10) Section in column (C 12) and its footing (F 12)

4.12 Design of Combined footing

Pu(C1)=500 KN

Pu(C5)=2420.2 KN

Allowable soil pressure = 500 KN/m²

fc'=24 Mpa

B.C (C1)= $\frac{long\ side\ of\ column}{short\ side}=\frac{30}{25}$

B.C (C5)= $\frac{long\ side\ of\ column}{short\ side}=\frac{50}{40}$

αs =20 corner column

h=80 cm (assumption)

calculation of the required area of footing:

$As_{req}=\frac{total\ \ factored\ load}{1.4*allowable\ bearing\ \ pressure}$

Pu(t)=Pu1+Pu2=500+2420.2=2920.2 KN

$As_{req}=\frac{2920.2}{1.4*500}=4.172\ m^2$

The provided area f combined footing is:

A=1.3*(0.8+0.8+1.4)*(0.55+0.55+0.4)=4.5 m^2

$A_{provided}=4.5 > As_{req}=4.172\ m^2$

Select the area provided=4.5 m2

determination the thickness (depth) of combined footing:

Pu=2420.2 KN

Assume H= 80 cm

d = 80-7-1-1 = 71 cm

b_o=(1.21*2)+(1.11*2)=4.64 m

Φ. Vc=0.75* $\sqrt{fc'} * b° * \frac{d}{3} = 0.75 * \sqrt{24} * 4640 * \frac{710}{3}$

=403.48 KN

Φ. Vc=0.75*(1+2/Bc) $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ b_w * d = 5245.15 KN

BC=50/40=1.25

Φ. Vc=0.75 *($\frac{1}{2}$ $\frac{\sim s}{b°/d}$ *+2) $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ b_w * d_{req}

αs= 20 (corner column)

Φ. Vc=5104.286 KN

Select the min. value of (Φ. Vc)=403.479 KN

Φ. Vc ≥ *Vuc* Chick:

Vuc=Pu-($\sigma_{b(allowable)}$*area critical of punching)

=2920.2-(500*1.21*1.11)=2248.65 KN

Then Φ. Vc =4034.8 KN ≥ *Vuc* =2248.65 KN

So, no shear reinforcement is required

determination of bearing pressure under the footing:

ex=0.0

ey≠0.0

MRx=0.0

MRy=2420.2*0.7-500*0.7=1344.14 KN.m

PuR=500+2420.2=2920.2 KN

Ix=3*(1.5^3)/12=0.843 m^4

Iy=1.5*(3^3)/12=3.375 m^4

$$\sigma = \frac{Pu}{A} + \frac{MRy}{Iy} * X$$

$\sigma_{1=}\ \sigma_4 = \frac{2920.2}{4.5} - \frac{1344.15}{3.375} * 1.5 = 51.53 KN/m^2$

$\sigma_{2=}\ \sigma_3 = \frac{2920.2}{4.5} + \frac{1344.15}{3.375} * 1.5 = 1246.32\ KN/m^2$

$\sigma_{MAX} = 1246.32\ KN/m^2 > 1.3*1.4*\ \sigma_{all}$

The assumption f bearing pressure at punching design not correct so we increase the dimension of foundation

select 3.5 m*2 m

MRy=1344.14 KN.m

Iy=7.5 m^4

$\sigma_{1=}\ \sigma_4 = \frac{2920.2}{4.5} - \frac{1344.15}{7.15} * 1.75 = 88.19 KN/m^2$

$\sigma_{2=}\ \sigma_3 = \frac{2920.2}{4.5} + \frac{1344.15}{7.15} * 1.75 = 746.15\ KN/m^2$

$\sigma_{MAX} = 746.15\ KN/m^2 > 1.3*1.4*\ \sigma_{all} = 1.3*1.4*500 = 910\ KN/m^2$

ok

required sections for design:

1. **Design of reinforcement in x-direction**

$\sigma_{m(1.4)} = \frac{88.19 + 88.19}{2} = 88.19\ KN/m^2$

$\sigma_{m(2.3)} = \frac{746.15 + 746.15}{2} = 746.15\ KN/m^2$

$\frac{746.15 - 88.19}{3.5} = \frac{X1 - 88.19}{2.7}$

X1=595.76 KN/m^2

Mu at Cs1=595.76*0.8*0.4*2+(746.15-595.76)*0.4*$\frac{2}{3}$*0.8*2

=540.73 KN.m

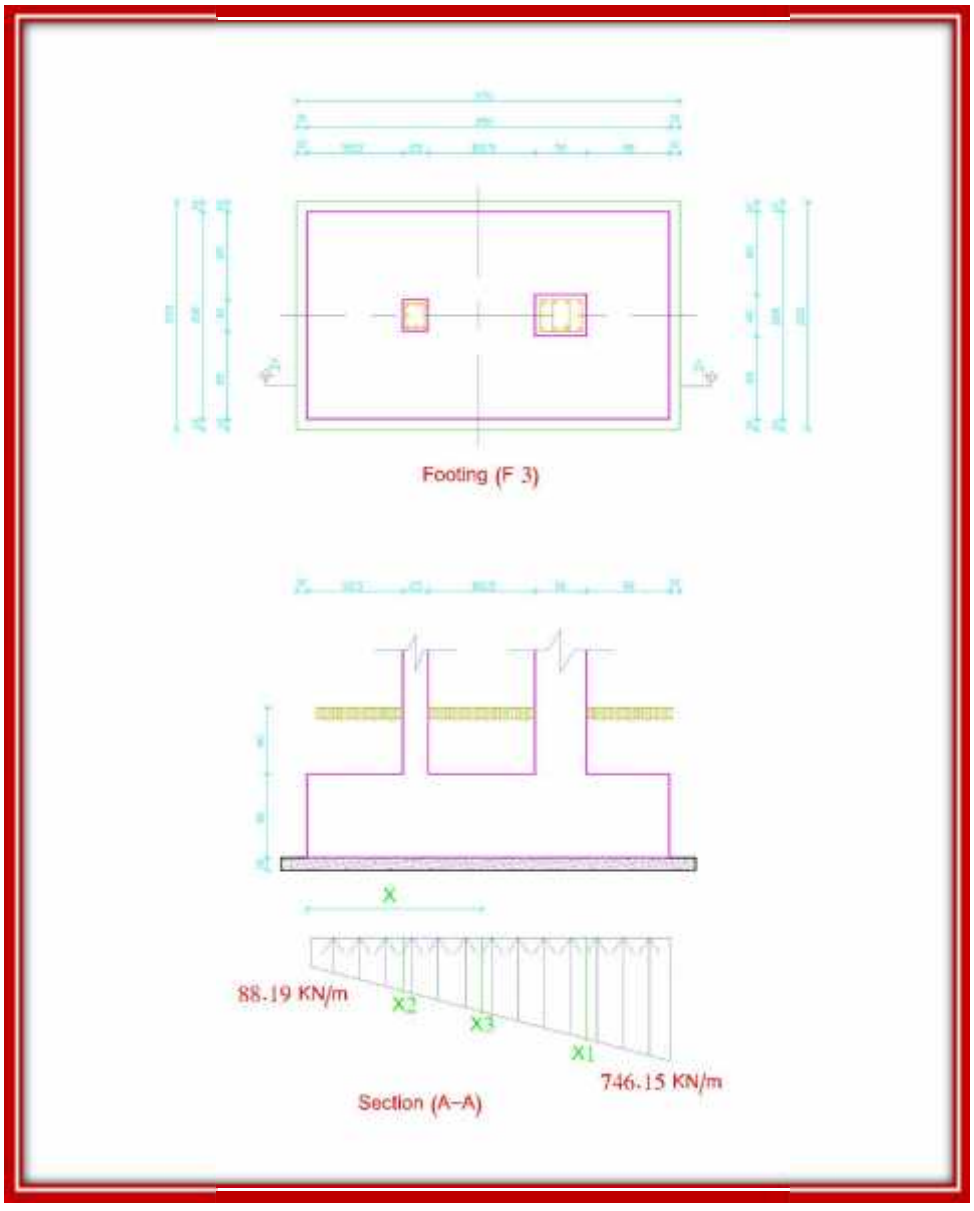


Fig. (4-11) Footing (F 12)

Bearing pressure ordinate of X2:

$$\frac{746.15-88.19}{3.5}=\frac{X2-88.19}{0.8}$$

X2=238.58 KN/m^2

Mu at C2=88.19*0.8*0.4*2+(238.58-88.19)*0.4*$\frac{1}{3}$*0.8*2

=88.52 KN.m

M=540.72 is control

- design the bottom reinforcement in x-direction:

Mu=540.73 KN.m

d=71 cm

fy=420 Mpa

fc'=24 Mpa

$$R_n=\frac{M_n}{\text{¤}bd^2}=\frac{540.73\times10^6}{0.9\times3500\times710^2}=0.34Mpa$$

$$m=\frac{f_y}{0.85f_c'}=\frac{420}{0.85*24}=20.588$$

$$\text{°}_{req}=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*m*Rn}{fy}}\right)$$

$$=\frac{1}{20.58}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.58*0.34}{420}}\right)=0.00081638$$

$A_{S\ req}$ = 0.00081638*100*71=5.796 cm^2 /m

Check As $_{min}$:

$$As_{min}=0.25*\sqrt{fc'}*\frac{b*d}{fy}$$

$$= 0.25*\sqrt{24}*\frac{1000*710}{420} = 20.7 \ cm^2/m$$

Not less than

$$As_{min} = 1.4*b*d/fy$$

$$= 1.4*1000*710/420 = 23.67 cm^2/m$$

Because $A_{S\,req} < As_{min} \rightarrow$ As=1.3* As_{req}= 1.3*5.796 =7.535 cm^2

$A_{S\,req} = As_{min}$ for shrinkage and temperature:

$$=0.0018*b*d=0.0018*100*71=14.4 \ cm^2$$

But As_{min} =14.4>1.3*$A_{S\,req}$=7.535

Then select As =14.4 cm^2 /m

Select Φ16 with As = 2.0096cm2 for one bar

Spaces of bars:

$$S_{req} = \frac{2.0096}{14.4}*100 = 13.9 \ cm$$

Select S= 12.5 cm< S_{req}

$$As_{provided} = \frac{100}{12.5}*2.0096 = 16 \ cm^2$$

As=16>14.4 cm^2 …….. *OK*

Bearing pressure of ordinate X3:

$$\frac{746.15-88.19}{3.5} = \frac{X3-88.19}{x}$$

X3=88.19+187.98*(x)

Fry=0.0

= 500-0.5*(187.98)*(x)*2*(x)-88.19*3*(x)

187.98 x^2+264.57 x-500=0.0

x=2.47 m

X3=552.5 KN/m^2

Mu at X3 = -500*(2.47-1.05-0.125)+(88.19)*2.47*2.47*$\frac{1}{2}$*2

+(552.5- 88.19)*0.5*2.47*2.47*$\frac{1}{3}$*2

=834.77 KN.m

$$R_n = \frac{M_n}{¤bd^2} = \frac{834.77\times10^6}{0.9\times3500\times710^2} = 0.525Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.588$$

$$°_{req} = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*m*Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1}{20.58}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.58*0.525}{420}}\right) = 0.001266$$

$A_{S\ req}$ =0.001266*100*80=10.128 cm^2 /m

Check As_{min}:

$$As_{min} = 0.25*\sqrt{fc'}*\frac{b*d}{fy}$$

$$= 0.25*\sqrt{24}*\frac{1000*710}{420} = 20.7\ cm^2/m$$

Not less than

As_{min} =1.4*b*d/fy

As_{min} =1.4*1000*710/420= 23.67cm^2 /m

Since $A_{S\ req} < As_{min} \rightarrow$ As=1.3* As_{req}= 1.3*10.128 =13.166 cm^2

$A_{S\ req} = As_{min}$ for shrinkage and temperature:

$=0.0018*b*d=0.0018*100*71=14.4\ cm^2$

But $As_{min} = 14.4 > 1.3*A_{S\ req} = 13.166$

Then select As=14.4 cm^2 /m

Select Φ16 with $As = 2.0096 cm^2$ for one bar

Spaces of bars:

$$S_{req} = \frac{2.0096}{14.4} * 100 = 13.9\ cm$$

Select S = 12.5 cm < S_{req}

$$As_{provided} = \frac{100}{12.5} * 2.0096 = 16\ cm^2$$

As=16>14.4 cm^2 ok

- **Design the bottom reinforcement in y-direction:**

Mu=746.15*0.85*0.5*0.85*3.5=943.4 KN.m

$$R_n = \frac{M_n}{¤bd^2} = \frac{943.4 \times 10^6}{0.9 \times 3500 \times 710^2} = 1.039 Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.588$$

$$°_{req} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 1.039}{420}}\right) = 0.00254$$

$A_{S\ req} = 0.00254*100*71 = 18 cm^2$ /m

Check As $_{min}$:

$$As_{min} = 0.25 * \sqrt{fc'} * \frac{b*d}{fy}$$

$$= 0.25*\sqrt{24}*\frac{1000*710}{420} = 20.7 \ cm^2/m$$

Not less than

$$As_{min} = 1.4*b*d/fy$$

$$= 1.4*1000*710/420 = 23.67 cm^2/m$$

Then select As=23.67 cm^2 /m

Select Φ18 @ 10 cm with As=25.43 cm^2/m

As $_{provided}$= $\frac{100}{10} * 2.54 = 25.43 \ cm^2$ /m

As=25.43>23.4 cm^2/m ……..ok

4.13 Design of matt footing for elevator

load calculation:

we take one meter strip both side of footing

slab weight(D.L)=25*0.15*3.05*3=34.31 KN

slab weight /m=34.31/(2*3.05+2*3)=2.83 KN/m

live load acting on the slab:

=5*3.05*3=45.75KN

=45.75/(3.05*2+3*2)=3.78 KN/m

D.L of wall=h*w*25=27.5*0.3*25=206.25 KN/m

Live load of the lift =1000 KN

Live load of the lift/m=1000/(2*2.7+2*2.8)=90.9 KN/m

Total dead load =206.25+2.83=209.08 KN/m

Total live load =90.9+3.78=94.68 KN/m

Factored load=1.2*209.08+1.6*94.68=402.384 KN/m

determination the area of footing:

$A=Pu/\sigma_{all}$

Pu=209.08+94.68=303.76 KN/m (total service load)

=303.76*(2*2.7+2*2.8)=3341.36 KN

A_{req} =3341.36/500=6.68 m^2

Area provided=4*4=16 m^2> A_{req} ok

Total factored load of another strip:

Pu=402.384 KN/m

check of area for the footing:

PRu=402.384*2=804.768 KN

Area of footing=4*4=16 m^2

σ =PRu/area=804.768/16=50.298 KN/m^2

σ_{all}=500 KN/m^2

σ =50.298<1.4*500=700 KN/m^2 ok

the area of footing =4*4 =16 m^2 is satisfied

determination of thickness of slab:

assume h=70 cm

d=70-5-1=64 cm

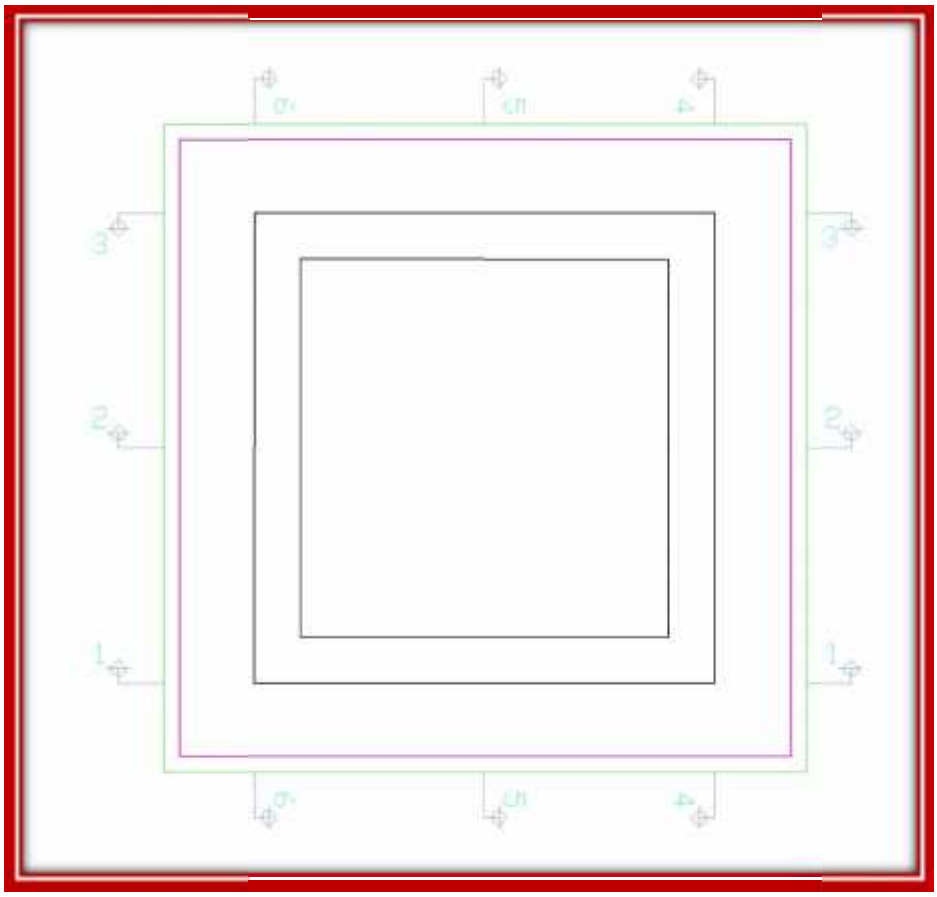


Fig. (4-12) Mat Footing

1. eccentricity calculation:

section(A-A):

PRu=804.768 KN

MRu_O=402.384*e1-402.384*e2 at centroid of strip

e=MRu/PRu

Depending on the excentrcity σ_1 and σ_2 will be determined:

$$\sigma_1 = \frac{Pu}{A} + \frac{MRy}{Iy} * X$$

My=0.0

$\sigma = \frac{Pu}{A} + \frac{MRy}{Iy} * X$ =8014.768/16=50.298 KN/m^2

$\sigma_1 = \sigma_2$ =50.298 KN/m^2

because the load of the two walls is the same then PRu is in the center of footing then Mx=My=0.0

$\sigma_1 = \sigma_2$ =50.298 KN/m^2

design of bending moment at(x-x):

Mu(1.1)=50.298*0.425*0.425*0.5*4=18.17 KN.m/m

Mu(2.2)=402.384*1.425-50.298*2*0.5*2*4=171.013KN.m/m

Design of section (1-1)(bottom reinforcement):

Mu=18.17 KN.m

d=64 cm

fy=420 Mpa

fc'=24 Mpa

$$R_n = \frac{M_n}{\text{¤}bd^2} = \frac{18.17\times10^6}{0.9\times1000\times640^2} = 0.049Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.588$$

$$\text{°}_{req} = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*m*Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1}{20.58}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.58*0.049}{420}}\right) = 0.0001168$$

$A_{S\ req}$ =0.0001168*100*64=0.747 cm^2 /m

Check As $_{min}$:

$$As_{min} = 0.25 * \sqrt{fc'} * \frac{b*d}{fy}$$

$$= 0.25 * \sqrt{24} * \frac{1000*640}{420} = 18.66 \ cm^2 / m$$

Not less than

$$As_{min} = 1.4*b*d/fy$$

$$= 1.4*1000*640/420 = 21.33 cm^2 /m$$

Because $A_{S\ req} < As_{min} \rightarrow$ As=1.3* As_{req}= 1.3*0.747 =7.535 cm^2

$A_{S\ req} = As_{min}$ for shrinkage and temperature:

=0.0018*b*d=0.0018*100*70=12.6 cm^2

Then select As=12.6 cm^2 /m

Select Φ16with As = 2.0096cm^2 for one bar

Spaces of bars:

$$S_{req} = \frac{2.0096}{12.6} * 100 = 115.9 \ cm$$

Select S= 15 cm< S $_{req}$

$$As_{provided} = \frac{100}{15} * 2.0096 = 13.39 \ cm^2$$

As=13.39>12.6 cm^2 ok

Design of middle section (2-2)(top reinforcement):

Mu=171.013 KN.m

$$R_n = \frac{M_n}{¤bd^2} = \frac{171.013 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 640^2} = 0.4639 Mpa$$

$$m=\frac{f_y}{0.85f'_c}=\frac{420}{0.85*24}=20.588$$

$$\rho_{req}=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*m*Rn}{fy}}\right)$$

$$=\frac{1}{20.58}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.58*0.4639}{420}}\right)=0.001117$$

$A_{S\ req}$ =0.001117*100*64=7.1488 cm^2 /m

Check As_{min}:

$$As_{min}=0.25*\sqrt{fc'}*\frac{b*d}{fy}$$

$$=0.25*\sqrt{24}*\frac{1000*640}{420}=18.66\ cm^2/m$$

Not less than

As_{min} =1.4*b*d/fy

=1.4*1000*640/420= 21.33cm^2 /m

Because $A_{S\ req} < As_{min} \rightarrow$ As=1.3* As_{req}= 1.3*7.1488 =9.293 cm^2

$A_{S\ req} = As_{min}$ for shrinkage and temperature:

=0.0018*b*d=0.0018*100*70=12.6 cm^2

Then select As=12.6 cm^2 /m

Select Φ16with As = 2.0096cm^2 for one bar

Spaces of bars:

$$S_{req}=\frac{2.0096}{12.6}*100=115.9\ cm$$

Select S= 15 cm< S_{req}

$As_{provided} = \frac{100}{15} * 2.0096 = 13.39\ cm^2$

As=13.39>12.6 cm^2 ok

Select Φ16/15 cm

Design in (y-y) direction:

Section (4-4):

Mu=50.298*0.5*0.5*0.5*4=25.149 KN.m

Section (5-5):

Mu=(402.384*1.35)-(50.298*2*0.5*2*4)=140.83 KN.m

Design of section (4-4):

Mu=25.149 KN.m

$$R_n = \frac{M_n}{\text{¤}bd^2} = \frac{25.149\times10^6}{0.9\times1000\times640^2} = 0.068Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.588$$

$$\text{°}_{req} = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*m*Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1}{20.58}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.58*0.068}{420}}\right) = 0.00016217$$

$A_{S\ req}$ =0.00016217*100*64=1.0379 cm^2 /m

Check As_{min}:

$$As_{min} = 0.25*\sqrt{fc'}*\frac{b*d}{fy}$$

$$= 0.25*\sqrt{24}*\frac{1000*640}{420} = 18.66\ cm^2/m$$

Not less than

As_{min} =1.4*b*d/fy

=1.4*1000*640/420= 21.33cm^2 /m

Because $A_{S\ req} < As_{min} \rightarrow$ As=1.3* As_{req}= 1.3*1.0379 =1.349 cm^2

$A_{S\ req} = As_{min}$ for shrinkage and temperature:

=0.0018*b*d=0.0018*100*70=12.6 cm^2

Then select As=12.6 cm^2 /m

Select Φ16with As = 2.0096cm^2 for one bar

Spaces of bars:

$$S_{req} = \frac{2.0096}{12.6} * 100 = 115.9\ cm$$

Select S= 15 cm< S_{req}

$$As_{provided} = \frac{100}{15} * 2.0096 = 13.39\ cm^2$$

As=13.39>12.6 cm^2 ok

Select Φ16/15 cm

Design of section (5-5):

Mu=140.83 KN.m

$$R_n = \frac{M_n}{¤bd^2} = \frac{140.83\times10^6}{0.9\times1000\times640^2} = 0.38Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85*24} = 20.588$$

$$°_{req} = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*m*Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1}{20.58}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.58*0.38}{420}}\right) = 0.0009133$$

$A_{S\ req}$ =0.0009113*100*64=5.845 cm^2 /m

Check As_{min}:

$$As_{min} = 0.25 * \sqrt{fc'} * \frac{b*d}{fy}$$

$$= 0.25 * \sqrt{24} * \frac{1000*640}{420} = 18.66\ cm^2 / m$$

Not less than

As_{min} =1.4*b*d/fy

=1.4*1000*640/420= 21.33cm^2 /m

Because $A_{S\ req} < As_{min} \rightarrow$ As=1.3* As_{req}= 1.3*5.845 =7.598 cm^2

$A_{S\ req}$ = As_{min} for shrinkage and temperature:

=0.0018*b*d=0.0018*100*70=12.6 cm^2

Then select As=12.6 cm^2 /m

Select Φ16with As = 2.0096cm^2 for one bar

Spaces of bars:

$$S_{req} = \frac{2.0096}{12.6} * 100 = 115.9\ cm$$

Select S= 15 cm< S_{req}

$$As_{provided} = \frac{100}{15} * 2.0096 = 13.39\ cm^2$$

As=13.39>12.6 cm^2 ok

Select Φ16/15 cm

chick of shear at section (5-5)

Vu=50.298*0.5*4=100.596 KN

$\Phi . Vc = 0.75 * \frac{\sqrt{fc'}}{6} b_w * d$

d= 64 cm

b=1 m

$\Phi . Vc * \frac{\sqrt{24}}{6} = 0.75 = 100.596 \text{ KN} \geq Vu * 1000 * 640 = 391.9 \text{ KN}$

Then no shear reinforcement is required.

4.14 Design of strip footing for shear wall

1. loads:

☒ slab weight(D.L):

=25*(6.11*4.5)*0.15=103.106 KN

Slab weight for one meter $= \frac{103.106}{2*6.11+2*4.5} = 4.858$ KN/m

☒ Live load acting on the slab:

=5*(6.11*4.5) =137.475 KN

Live load for one meter $= \frac{137.475}{2*6.11+2*4.5} = 6.478$ KN/m

☒ Total dead load of wall:

=height*w*γ_c =27.5*0.3*25=206.27 KN/m

☒ Stairs reaction:

R= max. Reaction of stairs =71.3 KN

For one meter strip=71.3 KN/m

☒ Live load reaction of stairs for one meter strip:

=5 KN/m

☒ Weight of footing:

=b*h* γ_c=0.8*0.4*25=8 KN/m

Total dead load=4.858+206.25+71.3+8=290.4 KN/m

Total live load=6.476+5=11.478 KN/m

Total service load=290.4+11.478=301.886 KN/m

Factored load =1.2*D.L+1.6*L.L

=1.2*290.4+1.6*11.478=366.8 KN/m

2. determination the footing width:

Allowable bearing capacity=500 KN/m^2

Width of footing=$\frac{Q\ service}{\pm\ all}$=301.886/500

w =0.6 m=60cm

Select w=100cm width of the strip footing

3. determination the contact pressure:

Pnet=Pu/width=366.8/1=366.8KN/m^2<1.4*σ all=1.4*500=700 KN/m^2

4. estimation the depth f footing:

Φ. Vc=$0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{fc'}*b*d = 0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*100*d$ = 61.237*d

Φ. Vc=Vu (Vu : shear force at the critical section)

Vu=Pnet*(0.5*(w-bw)-d)=366.8*(0.5*(1-0.3)-d)=128.38-(366.9*d)

Φ. Vc=Vu

61.237*d=128.38-366.8*d

d=29.99cm=30 cm

Select d=30 cm

Assume Φ12 for main reinforcement and 7cm for cover of concrete

Then h=30+7+0.6=37.6 cm

Select h=40 cm …… d=40-4-0.6=32.4 cm >dmin=15 cm ok

5. design of reinforcement:

Mu=Pnet*1*$(\frac{b-bw}{2})$ *($\frac{b-bw}{4}$)

=366.8*1*$\left(\frac{1-0.3}{2}\right)*\left(\frac{1-0.3}{4}\right)$

=22.466 KN.m/m

$$M_n = \frac{M_U}{¤} = \frac{22.466}{0.9} = 24.96 \text{ KN.m}$$

$$R_n = M_n/(b*d^2) = \frac{24.96*10^6}{1000*324^2}$$

R_n =0.237 Mpa

m= fy/0.85*fc'=420/0.85*24=20.58

$$°_{req} = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*m*Rn}{fy}}\right)$$

$$= \frac{1}{20.58}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.58*0.237}{420}}\right) = 0.000567$$

$A_{S\ req}$ =0.000567*100*32.4=1.837 cm^2 /m

Check As_{min}:

$$As_{min} = 0.25*\sqrt{fc'}*\frac{b*d}{fy}$$

$$= 0.25*\sqrt{24}*\frac{1000*324}{420} = 9.458\ cm^2/m$$

Not less than

$$As_{min} = 1.4*b*d/fy$$

$$= 1.4*1000*324/420 = 10.8\ cm^2/m$$

Because $A_{S\ req} < As_{min} \rightarrow$ As=1.3* As_{req}= 1.3*1.867 =2.388 cm^2

$A_{S\ req} = As_{min}$ for shrinkage and temperature:

$$=0.0018*b*d=0.0018*100*32.4=5.832\ cm^2$$

But As_{min} =5.832>1.3*$A_{S\ req}$=2.388

Then select As=5.832 cm^2

Select Φ12 with As = 1.1304cm^2 for one bar

No. f bars= $\frac{5.832}{1.1304} = 5.159$ bars

Select no. of bars=6 bars

Select 6Φ12 with *As* = 6.7824cm^2

Spaces of bars:

$$S_{req} = \frac{1.13}{6.78}*100 = 16.667\ cm$$

Select S= 15 cm< S_{req}

$$As_{provided} = \frac{100}{15}*1.13 = 7.536\ cm^2$$

As=7.536>6.7824 cm^2 ok

6. Check f yielding:

T=As*fy=7.536*420=3165.12 KN

C=0.85*fc'*a*be

T=C

$$a=\frac{T}{0.85*fc'*be}=\frac{3165.12}{0.85*24*100}$$

a=1.55 cm $= 0.75$

$$x=\frac{a}{}=\frac{1.55}{0.85}=1.825 \text{ cm}$$

$$\Sigma s=(\frac{d-x}{x})*0.003=(\frac{32.4-1.825}{1.825})*0.003=0.050>0.005$$ ok

7. development length of main reinforcement

$$Ld=\frac{12*fy*db}{25*\sqrt{fc'}}*\sim*B*¥$$ ACI-318-12

$$=\frac{12*420*1.2}{25*\sqrt{24}}*1*1*1=49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Available Ld}\Rightarrow Ld=(\frac{100-30}{2})-7=28 \text{ cm}$$

But Ld=28 cm<49.38 cm

Then for hooks equation:

$$Ld=\frac{0.24*fy*db}{\sqrt{fc'}}$$

And Ld= 0.043*fy*db the biggest value

$$Ld=\frac{0.24*420*1.2}{\sqrt{24}}=24.69 \text{ cm}$$

Ld=0.043*420*1.2=21.672 cm

then select Ld=24.69 cm

and $Ld_{available}$ =28>24.69 cm ok

then using hook≥16* Φ

=16*1.2=19.2 cm

Select hook=20 cm

Total Ld=28+20 =48 cm

8. design of lateral reinforcement(long direction):

Provided shrinkage and temperature $\Rightarrow$As=5.832 cm^2

Select Φ12 with As=1.1304 cm^2

No of bars=5.832/1.1304=5.15 bars

Select 6 Φ12 with As=6.78 cm^2

Spacing between bars:

$$S_{req} = \frac{1.13}{6.78} * 100 = 16.667 \ cm$$

Select S= 15 cm< S_{req}

Select 6 Φ12 @15 cm

9. design of dowels:

Pu=366.8 KN (for one meter strip)

Φ*Pn≥Pu

Φ*Pn= Φ*(0.85*fc'*Ag)

=0.7*(0.85*24*1000*300)=4284KN>Pu=366.8KN

Then dowels are not required , but we will use the min. reinforcement of dowels:

As min=0.0012*Ag=0.0012*100*30=3.6 cm^2

As=3.6 <As_{min} for shrinkage=5.832 cm^2

Select As=5.832 cm^2

Select Φ12 with As=1.1304 cm^2

No of bars=5.832/1.1304=5.15 bars

Select 6 Φ12 with As=6.78 cm^2

Spacing between bars:

$$S_{req} = \frac{1.13}{6.78} * 100 = 16.667 \ cm$$

Select S= 15 cm< S_{req}

Select 6 Φ12 @15 cm

$$As_{provided} = \frac{100}{15} * 1.13 = 7.536 \ cm^2$$

As=7.536>6.7824 cm^2 ok

10. chick of the dowels for the development of reinforcement

$$Ld = \frac{fy * db}{4 * \sqrt{fc'}} = \frac{420 * 1.2}{4 * \sqrt{24}} = 25.72 \text{ cm}$$

And Ld=0.044*fy*db=0.044*420*1.2=22.176 cm

Select Ld=25.72 cm

Ld available=40-7-1.2-1.2=30.6 cm>Ld=25.72 cm

The design is satisfied

4.15 Design basement walls

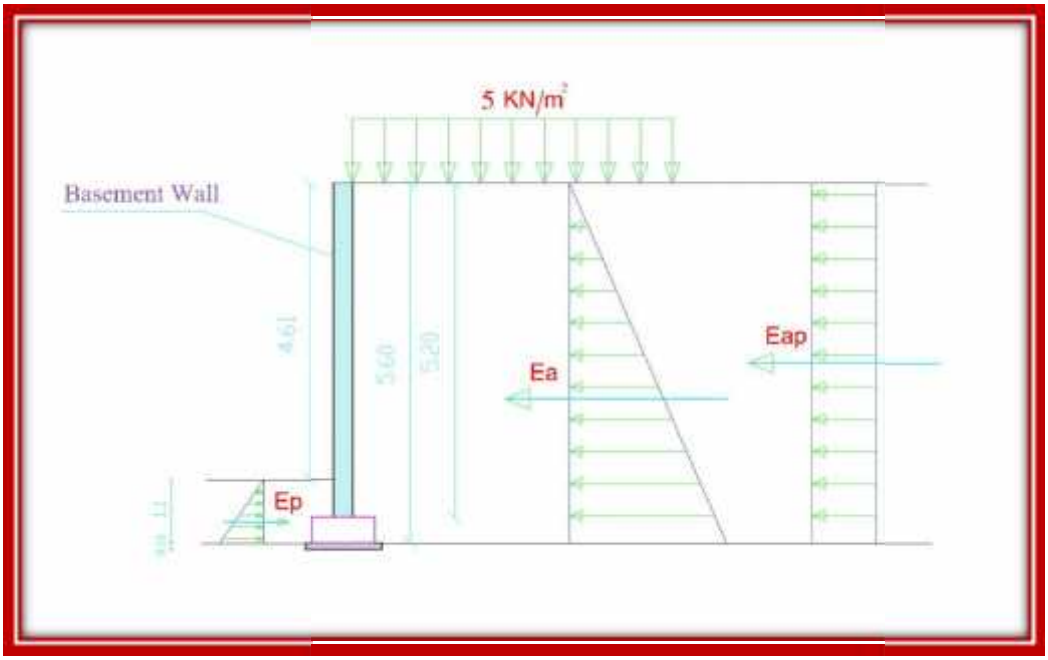


Fig. (4-13) Basement Wall

fc'= 24 Mpa

fy= 420 Mpa

Φ=30

$\sigma_{b(allowable)}$ =500KN/m^2

γ_{soil} =17 KN/m^2

estimation of wall thickness:

$e_a = k_a * h_{wall} * \gamma$ (active horizontal earth pressure where k_a =0.33)

$k_a = \frac{1-\sin^{-}}{1+\sin^{-}} = \frac{1-\sin 30}{1+\sin 30} = 0.33$

$e_a = k_a * h_{wall} * \gamma$ =0.33*5.00*17=28.05 KN/m^2

$e_{a\,p} = k_a * p$ (lateral horizontal earth pressure)

$= 0.33*5=1.65\ KN/m^2$

Factored active earth pressure (e_a)

$e_{a\ factored} = 1.6*28.05=44.88\ KN/m^2$

Factored lateral earth pressure ($e_{a\,p}$)

$e_{a\,p\ factored} = 1.6*1.65=2.64\ KN/m^2$

$E_a = e_{a}*h*0.5=28.05*5*0.5=70.125\ KN/m$

$\mathbf{Eap} = e_{ap}*h=1.65*5=8.25\ KN/m$

$W_{(wall)}$ will be neglected and active earth pressure will be neglected in wall thickness estimation (for one meter strip)

$\sum MoA=0.0$

$M=(\mathbf{Eap}*h/2)+(E_a*h/3)$

$=(8.25*5/2)+(70.125*5/3)=137.5\ KN.m$

$Mu=1.6*137.5=220\ KN.m$

Assumed that $\rho = 0.5*\rho_{max} = 0.5*0.02=0.01$

$m = fy/0.85*fc' = 420/0.85*24=20.6$

$Rn = \rho*fy*(1-0.5*\rho*m)=0.01*420*(1-0.5*0.01*20.6)$

$=3.76\ Mpa$

$Rn=\frac{Mu}{0.9*b*d^2}$

$$d=\sqrt{\frac{Mu}{0.9*b*Rn}}=\sqrt{\frac{220*10^6}{0.9*1000*3.76}}$$

d=25.49 cm

Assumed d_s =12 mm

h= d+c+d_s/2=25.49+3+0.06 =28.55cm

Select h=30 cm

wall design

Mu=220 KN.m

d=30.0-3-0.6=26.4 cm

$$Rn=\frac{Mu}{0.9*b*d^2}=\frac{220*10^6}{0.9*1000*264^2}$$

=3.5Mpa

m= fy/0.85*fc'=420/0.85*24=20.58

$$\rho_{req}=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*m*Rn}{fy}}\right)$$

$$=\frac{1}{20.58}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.58*3.5}{420}}\right)=0.0092$$

$A_{S\ req}$ =0.0092*100*26.4=24.288 cm^2 /m

Check As_{min}:

$$As_{min}=0.25*\sqrt{fc'}*\frac{b*d}{fy}$$

$$=0.25*\sqrt{24}*\frac{1000*264}{420}=7.69\ cm^2/m$$

$A_{S\ req}$ = As_{min} for shrinkage and temperature:

=0.0018*b*d=0.0018*100*26.4=4.752 cm^2

$A_{S\,req} > As_{min}$

Select Φ18

$$S_{req} = \frac{®*d^2}{4} * \frac{100}{24.288} = 10.47cm$$

S_{req}=10 cm

Select Φ18 @10cm

Design the lateral reinforcement

$A_{S\,req} = As_{min}$ for shrinkage and temperature:

=0.0018*b*d=0.0018*100*26.4=4.752 cm^2

As =0.2* $A_{S\,req}$=0.2*24.288=4.85 cm^2

As =4.85> As_{min} for shrinkage and temperature=4.752 cm^2

Select As=4.85 cm^2

Select Φ12 @20cm

Check of yielding

T=As*fy=24.288*420=10200.26 kn

C=0.85*fc'*b_E*a

C=T

$$a = \frac{T}{0.85 * fc' * b_E} = \frac{10200.26}{0.85 * 24 * 1000}$$

=5 cm

ß=0.85

$$\Sigma s = \frac{d-x}{x} * 0.003 = \frac{26.4 - 5.88}{5.88} * 0.003 = 0.01046 > 0.005 \quad \text{ok}$$

$$\pm_b 1 = \frac{v}{bx * by}\left(1 - \frac{6*e}{bx}\right) = \frac{317.47}{2.8*1}\left(1 - \frac{6*0.434}{2.8}\right)$$

=7.94 KN/m^2

$$\pm b2 = \frac{v}{bx*by}(1+\frac{6*e}{bx}) = \frac{317.47}{2.8*1}(1+\frac{6*0.434}{2.8})$$

=218.82 KN/m^2

$\pm_b 2 \leq 1.3*\pm ball$

$\pm_b 2$=218.82<1.3*500=650 KN/m^2

$\pm_b 2$=218.82KN/m^2

$\pm_b 2$=7.94 KN/m^2

4.16 Design of Shear Wall

Determination the location of Shear Centroid:-

For (SW1).

$$\overline{X} = \frac{\sum X * Ix}{\sum Ix}.$$

$$\overline{Y} = \frac{\sum Y * Iy}{\sum Iy}.$$

$$I_X = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.3*6.57^3}{12} = 7.09m^4.$$

X= 23.71 m. *(From point A to the center of the wall in x- direction).*

I_x*X = 186.1 m^5.

$$Iy = \frac{b*h^3}{12} = \frac{6.51\times 0.3^3}{12} = 0.01m^4.$$

Y= 26.89 m.

I_y*Y =0.39 m^5.

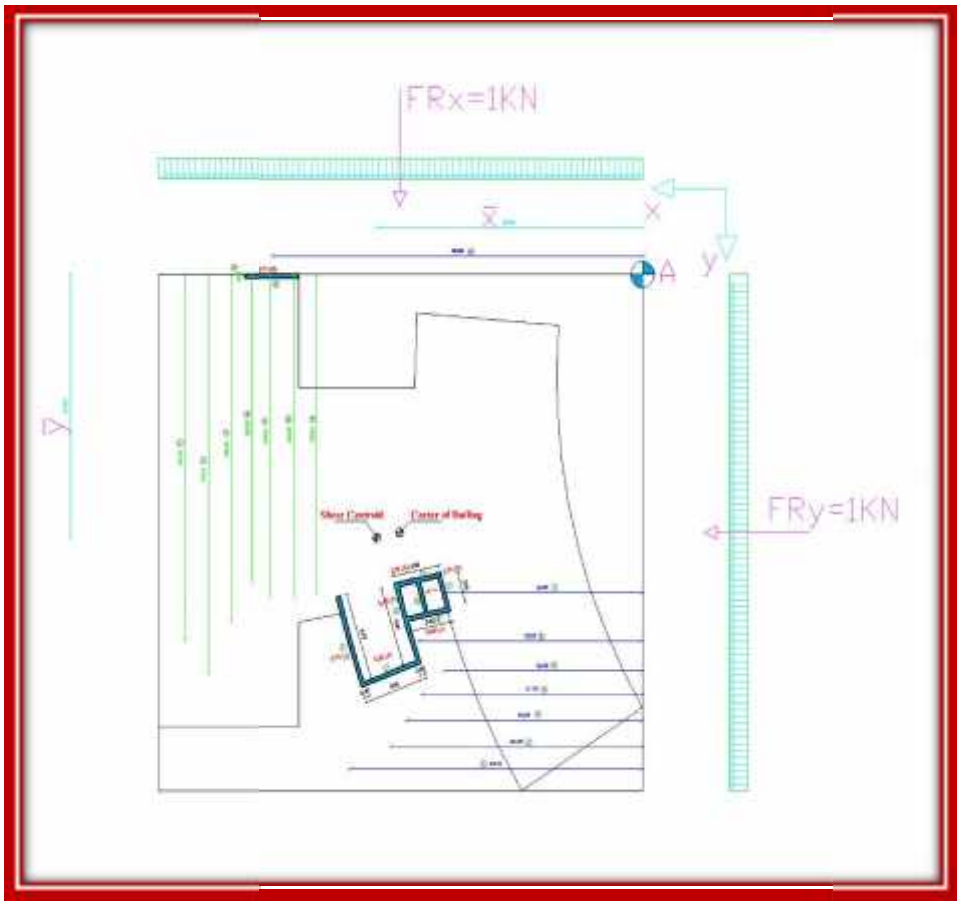


Fig. (4-14) Shear walls

From table (4-1)

$$\overline{X} = \frac{\sum X * Ix}{\sum Ix} = \frac{277.57}{12.89} = 21.53m \ .$$

$$\overline{Y} = \frac{\sum Y * Iy}{\sum Iy} = \frac{155.65}{8.09} = 19.23\ m\,.$$

$e_x = \overline{X}_{\text{(shear wall)}} - \overline{X}_{\text{(building)}} = 21.53 - 19.65 = 1.88$ m.

$e_y = \overline{Y}_{\text{(shear wall)}} - \overline{Y}_{\text{(building)}} = 19.23 - 18.85 = 0.38$ m.

Table (4-1): Shear centroid determination

Wall	I_x (m^4)	x	I_x * x	I_y (m^4)	y	I_y * y
SW1	7.0898	23.71	168.1000	0.0146	26.70	0.3911
SW 2	0.0115	20.35	0.2335	3.3163	29.14	96.6363
SW 3	5.1606	19.09	98.5164	0.0133	25.39	0.3376
SW 4	0.0079	17.26	0.1367	1.0904	24.81	27.0517
SW 5	0.0086	18.12	0.1549	1.3718	22.34	30.6460
SW 6	0.3082	17.79	5.4822	0.0052	23.60	0.1227
SW 7	0.3082	16.06	4.9490	0.0052	23.25	0.1208
SW 8	0.0101	30.06	0.3044	2.2781	0.15	0.3417
Σ	12.9049		277.8771	8.0949		155.6479

Percentage of load due to each Shear wall:-

Two parts of load on every shear wall will be considered.

1- Part of translation

A- Due to F_{Rx} :

$$Q_{xi} = \frac{F_{Rx} * I_{yi}}{\sum I_y} .$$

Table (4-2): Part of translation due to F_{Rx} (Qxi)

Wall	I_y	$F_{Rx} * I_y$	$Q_{xi} = F_{Rx} * I_y / \sum I_y$
SW 1	0.0146	0.0146	0.0018
SW 2	3.3163	3.3163	0.4097
SW 3	0.0133	0.0133	0.0016
SW 4	1.0904	1.0904	0.1347
SW 5	1.3718	1.3718	0.1695
SW 6	0.0052	0.0052	0.0006
SW 7	0.0052	0.0052	0.0006
SW 8	2.2781	2.2781	0.2814
Σ	8.0949	8.0949	1.0000

B- Due to F_{Ry} :

$$Q_{yi} = \frac{F_{Ry} * I_{xi}}{\sum I_x}.$$

Table (4-3): Part of translation due to F_{Ry} (Qyi)

Wall	I_x	$F_{Ry} * I_x$	$Q_{yi} = F_{Ry} * I_x/\sum I_x$
SW 1	7.0898	7.0898	0.5494
SW 2	0.0115	0.0115	0.0009
SW 3	5.1606	5.1606	0.3999
SW 4	0.0079	0.0079	0.0006
SW 5	0.0086	0.0086	0.0007
SW 6	0.3082	0.3082	0.0239
SW 7	0.3082	0.3082	0.0239
SW 8	0.0101	0.0101	0.0008
Σ	12.9049	8.0949	1.0000

2- Part of Rotation:-

Table (4-4): Determination of Iw

Wall	I_x	x^x_m	$I_x * x^x_m$	$I_x * x^{x2}_m$
SW 1	7.0898	2.18	15.4558	33.6937
SW 2	0.0115	-1.18	-0.0135	0.0160
SW 3	5.1606	-2.44	-12.5919	30.7243
SW 4	0.0079	-4.27	-0.0338	0.1444
SW 5	0.0086	-3.41	-0.0292	0.0994
SW 6	0.3082	-3.74	-1.1525	4.3104
SW 7	0.3082	-5.47	-1.6856	9.2204
SW 8	0.0101	8.53	0.0864	0.7367
Σ	12.9049		0.0356	78.9454

Wall	I_y	y^x_m	$I_y * y^x_m$	$I_y * y^{x2}_m$
SW 1	0.0146	7.47	0.1094	0.8173
SW 2	3.3163	9.91	32.8643	325.6851
SW 3	0.0133	6.16	0.0819	0.5046
SW 4	1.0904	5.58	6.0842	33.9497
SW 5	1.3718	3.11	4.2663	13.2682
SW 6	0.0052	4.37	0.0227	0.0993
SW 7	0.0052	4.02	0.0209	0.0840
SW 8	2.2781	-19.08	-43.4666	829.3432
Σ	8.0949		-0.0169	1203.7514

$$Iw = \sum(Iy * y^{x2}m) + \sum(Ix * x^{x2}m).$$

$$I_w = \sum(I_y * y^{x2}m) + \sum(I_x * x^{x2}m) = 78.9454 + 1203.7514 = 1282.6968 m^6.$$

Torques due to qx:-

Let F_{Rx} & F_{Ry} = 1 KN

$M_{xm} = F_{Rx} * e_y \Rightarrow M_{xm} = 1(KN) * 1.88 = 1.88$ KN.m

Torques due to qy :-

$M_{ym} = F_{Ry} * e_x \Rightarrow M_{ym} = 1(KN) * 0.38 = 0.38$ KN.m

Rotational part:-

A - Due to $M_{xm} \Rightarrow q_x$.

$$Q_{xi} = \frac{(-M_{xm} * I_y * y^x m)}{I_w}.$$

$$Q_{y_i} = \frac{(M_{xm} * I_x * x^x m)}{I_w}.$$

Table (4-5): Part of rotation due to q_x (Q_{xi})

Wall	I_y	y^x_m	$Q_{xi} = - M_{xm}*I_y*y^x_m/I_w$
SW 1	0.0146	7.47	-0.0002
SW 2	3.3163	9.91	-0.0482
SW 3	0.0133	6.16	-0.0001
SW 4	1.0904	5.58	-0.0089
SW 5	1.3718	3.11	-0.0063
SW 6	0.0052	4.37	0.0000
SW 7	0.0052	4.02	0.0000
SW 8	2.2781	-19.08	0.0637
Σ	8.0949	21.5400	0.0000

Table (4-6): Part of rotation due to q_x (Q_{yi})

Wall	I_x	x^x_m	$Q_{yi} = M_{xm}*I_x*x^x_m/I_w$
SW 1	7.0898	2.1800	0.0227
SW 2	0.0115	-1.1800	0.0000
SW 3	5.1606	-2.4400	-0.0185
SW 4	0.0079	-4.2700	0.0000
SW 5	0.0086	-3.4100	0.0000
SW 6	0.3082	-3.7400	-0.0017
SW 7	0.3082	-5.4700	-0.0025
SW 8	0.0101	8.5300	0.0001
Σ	12.9049	-9.8000	0.0000

B - Due to Mym $\Rightarrow$ ***q_y.***

$$Q_{xi} = \frac{(-M_{ym} * I_y * y^x m)}{I_w}.$$

$$Q_{y_i} = \frac{(M_{ym} * I_x * x^x m)}{I_w}.$$

Table (4-7): Part of rotation due to q_y (Q_{xi})

Wall	I_y	y^x_m	$Q_{xi} = - M_{xm}*I_y*y^x_m/I_w$
SW 1	0.0146	7.4700	0.0000
SW 2	3.3163	9.9100	-0.0010
SW 3	0.0133	6.1600	0.0000
SW 4	1.0904	5.5800	-0.0002
SW 5	1.3718	3.1100	-0.0001
SW 6	0.0052	4.3700	0.0000
SW 7	0.0052	4.0200	0.0000
SW 8	2.2781	-19.0800	0.0013
Σ	8.0949		0.0000

Table (4-8): Part of rotation due to q_y (Q_{yi})

Wall	I_x	x^x_m	$Q_{yi} = M_{xm}*I_x*x^x_m/I_w$
SW 1	7.0898	2.1800	0.0046
SW 2	0.0115	-1.1800	0.0000
SW 3	5.1606	-2.4400	-0.0037
SW 4	0.0079	-4.2700	0.0000
SW 5	0.0086	-3.4100	0.0000
SW 6	0.3082	-3.7400	-0.0003
SW 7	0.3082	-5.4700	-0.0005
SW 8	0.0101	8.5300	0.0000
Σ	12.9049		0.0000

Part of each wall due to (qx):

$$Q_{xT} = \overleftarrow{Q_{x\,(part\ \ of\ \ translation)}} + \overleftarrow{Q_{x\,(part\ \ of\ \ Rotation)}}$$

Check:

Wall	$Q_{x\ Translation}$	$Q_{x\ Rotation\ -\ x}$	$Q_{x\ Rotation\ -\ y}$	Q_{xT} (KN)
SW 1	0.0018	-0.0002	0.0000	0.0016
SW 2	0.4097	-0.0482	-0.0010	0.3605
SW 3	0.0016	-0.0001	0.0000	0.0015
SW 4	0.1347	-0.0089	-0.0002	0.1256
SW 5	0.1695	-0.0063	-0.0001	0.1631
SW 6	0.0006	0.0000	0.0000	0.0006
SW 7	0.0006	0.0000	0.0000	0.0006
SW 8	0.2814	0.0637	0.0013	0.3464
Σ				1.0000

Wall	$Q_{y\ Translation}$	$Q_{y\ Rotation\ -\ x}$	$Q_{y\ Rotation\ -\ y}$	Q_{yT} (KN)
SW 1	0.5494	0.0227	0.0046	0.5767
SW 2	0.0009	0.0000	0.0000	0.0009
SW 3	0.3999	-0.0185	-0.0037	0.3777
SW 4	0.0006	0.0000	0.0000	0.0006
SW 5	0.0007	0.0000	0.0000	0.0007
SW 6	0.0239	-0.0017	-0.0003	0.0219
SW 7	0.0239	-0.0025	-0.0005	0.0209
SW 8	0.0008	0.0001	0.0000	0.0009
Σ				1.0000

Calculation of Floors Weight

1- Basement Floor:

Weight of the Slab= 357.9 * 8.3 = 2960 KN.

Weight of Columns= #*Ag*γ*h= 35*(0.50*0 .40)*25 *4.2

=735KN.

Weight of walls = ∑(L*t*γ*h) = 29.52 * 0.3 * 25 * 3 = 930 KN.

Total weight of the Basement Floor = 4625 KN

2- Ground to Second Floor:

Weight of the Slab = 8229 KN.

Weight of Columns = 1218 KN.

Weight of walls = 930 KN.

Total for ground = 10377 KN.

Total for First, ground & second = 31131 KN.

3- Third & Fourth Floors:

Weight of the Slab = 3997 KN.

Weight of Columns = 735 KN.

Weight of walls = 930 KN.

Total for ground = 5662 KN.

Total for Third & Fourth Floors = 11324 KN.

Total weight (*W*) for all floors = <u>47080 KN</u>

Calculation of shear force on shear wall:

From Uniform Building Code 1997(UBC):

Symbol	Value	Denotation	Reference
Z	0.3	Seismic zone factor.	Table 16-I
R	5.5	Numerical coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force resisting systems.	Table 16-N or 16-P
I	1.0	Importance factor.	Table 16-K
C_a	0.3	Seismic coefficient.	Table 16-Q
C_v	0.3	Seismic coefficient.	Table 16-R
C_t	0.02	Numerical coefficient	Section 1630.2.2
h_n	27.0	Height in feet (m) above the base to Level n.	------

$T = C_t (h_n)^{3/4}$ ..... (UBC -30-8).

$V = \frac{Cv.I}{R.T} W$ .....(UBC-30-4).

$V = \frac{2.5Ca.I}{R} W$ .....(UBC-30-5).

$V = 0.11Ca.I.W$ .....(UBC-30-6).

If $V = \frac{Cv.I}{R.T} W \geq V = \frac{2.5Ca.I}{R} W$ *Then select* $V = \frac{2.5Ca.I}{R} W$

If $V = 0.11Ca.I.W \geq V = \frac{Cv.I}{R.T} W$ *Then select* $V = 0.11Ca.I.W$

T = 0.24

$V = \frac{Cv.I}{R.T} W$ = 10700 KN

$V = \frac{2.5Ca.I}{R} W$ = 6420 KN *Control*

$V = 0.11Ca.I.W$ = 1554 KN

F_t = 0.07*T*V …… *(U.B.C-30-14).*

$F_x = (V - F_t) w_x h_x / \sum_{i=1}^{n} w_i h_i$ ….. *(U.B.C-30-15).*

Table (4-9): Determination of Fx for each floor

Floor	T	v	Ft	V-Ft	W	H	W*H	Fx
Basement	0.24	6420	107.856	6312.144	4625	4.2	19425	71.31
Ground	0.24	6420	107.856	6312.144	31131	8.4	261500.4	960.03
First	0.24	6420	107.856	6312.144	31131	12.6	392250.6	1440.05
Second	0.24	6420	107.856	6312.144	31131	16.8	523000.8	1920.07
Third	0.24	6420	107.856	6312.144	11324	21	237804	873.04
Fourth	0.24	6420	107.856	6312.144	11324	25.2	285364.8	1047.64
∑							1719346	

Load Calculations of Wall (SW 1).

Part of load for wall (SW 1), due to **(Q_y)** = 0.5767

Table (4-10): Load of Wall (SW 1)

For SW 1			
Floor	**F_x**	**V_u**	**M_u**
Basement	71.31	41.13	172.73
Ground	960.03	553.65	4650.67
First	1440.05	830.48	10464.00
Second	1920.07	1107.30	18602.67
Third	873.04	503.48	10573.09
Fourth	1047.64	604.18	15225.25

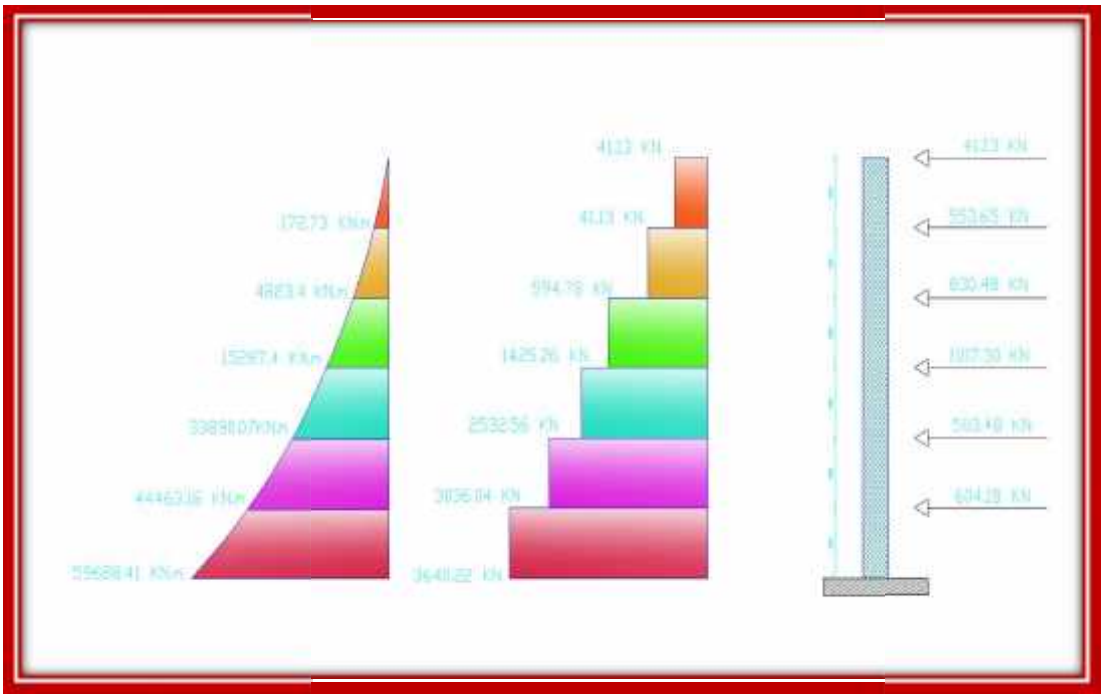


Fig. (4-15): Shear and moment diagram for shear wall (SW 1)

Design of Reinforcement:-

Internal Forces:-

Max Mu = 59688.41 KN.m.

Max Vu = 3640.22 KN.

Pu (Weight of the shear wall) = 1.2*6.57*0. 3*25.2*25 = 1490.1 KN.

Design in plain Concrete:-

$\phi Vn \geq Vu$

$$\phi Vn = 0.55 * \frac{1}{9}\sqrt{fc'} * b * h$$

Where b = LW

⇒ *(Lw: - is the length of shear wall in the direction of action).*

$$\phi Vn = 0.55 * \frac{1}{9}\sqrt{24} \times 6570 \times 300 = 590.5\ KN \quad < (Vu = 3640.22).$$

$\Rightarrow$ Shear Reinforcement is required.

Design of shear:

Vu = 3640.22 KN.

d = 0.8*Lw = 0.8*675 = 5400 mm.

$$\phi Vc = 0.75 * \frac{1}{6}\sqrt{24} * 300 * 5400 = 992\ KN.$$

$$\phi Vc + \phi Vs \geq Vu$$

$$992 + \phi Vs = 3640.22$$

$$\phi Vs = 2648.22 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{req} = \frac{\phi Vs}{0.75\ fy\ d} = 1.56\ mm \succ \left(\frac{A_v}{s}\right)_{\min} = 0.0025\ h = 0.75\ mm$$

$$S_{\max} = \frac{L_w}{5} = \frac{657}{5} = 131.4\ cm$$

$$S_{\max} = 3 * h = 3 * 30 = 90\ cm$$

$$S_{\max} = 45\ cm \quad \ldots\ldots\ldots\ \ldots\ldots\ control$$

Assume: $2\Phi 14@17\ cm$ *for horizontal reinforcement in two layers*

$$\left(\frac{A_v}{s}\right) = \left(\frac{2 * 1.54}{17}\right) = 0.181\ cm > 0.156\ cm$$

Select $2\Phi 14@17\ cm$ ***…. Two layers for horizontal reinforcement.***

Design of the vertical reinforcement:

$$\rho_{\min} = \left[0.0025 + [0.5(2.5 - \frac{h_w}{L_w})\right](\rho_h - 0.0025)$$

$$\rho_h = \frac{A_s}{A_g} = \frac{2(1.54)\frac{100}{17}}{100\ (30)} = 0.006$$

$$\rho_{min} = 0.0025 + 0.5\ (2.5 - \frac{30}{657})\ (0.006 - 0.0025) = 0.0068$$

$$As_{req} = \rho\ b\ h = (0.0068)\ (100)\ (30) = 20.4\ cm^2$$

Using $\Phi 14$ Bars :

$$20.4 = 2(1.54)\frac{100}{S} \Rightarrow S = 14.9cm$$

Select $2\Phi 14@14$ ***cm …. Two layers for vertical reinforcement***.

Design of Moment:-

Design as heavy loaded shear wall.

So, the Vertical reinforcement of (Φ14@14 cm), will be considered.

As(v) = 2*1.54*(657/30) = 67.452 cm^2 = 6445.2 mm^2.

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + (\frac{0.85 * \quad * fc' * Lw * h}{As * fy})}.$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + (\frac{0.85 * 0.85 * 24 * 6570 * 300}{6445.2 * 420})} = 0.068.$$

M1 = As(v) = 2*1.54*(657/30) = 67.452 cm^2 = 6445.2 mm^2.

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + (\frac{0.85 * \quad * fc' * Lw * h}{As * fy})}.$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + (\frac{0.85 * 0.85 * 24 * 6570 * 300}{6445.2 * 420})} = 0.068.$$

*M1 = Φ*0.5*As(v)*fy*Lw*(1-(Z/Lw))* .

*M1 = 0.9*0.5*6445.2*420*6570*(1 - 0.068)* = 7459.0 KN.m.

Mn = Mu / 0.9 =59688.41 / 0.9 = 66320.45 KN.m.

M2 = Mn-M1 =66320.45 -7459.0= 58861.45 KN.m.

$$As_{boundary} = \frac{M2}{fy*(Lw-Cw)}.$$

Let Cw = 40 cm.

$$As_{boundary} = \frac{58861.45 *10^{6}}{420*(6570-400)} = 227.14\ cm^{2}.$$ *(This Reinforcement is for M2)*

*M1= 0.9 *0.5*As(v)*fy*Lw*(1-(Z/Lw))* .

*M1 = 0.9*0.5*6445.2*420*6570*(1 - 0.068)* = 7459.0 KN.m.

Mn = Mu / 0.9 =59688.41 / 0.9 = 66320.45 KN.m.

M2 = Mn-M1 =66320.45 -7459.0= 58861.45 KN.m.

$$As_{boundary} = \frac{M2}{fy*(Lw-Cw)}.$$

Let Cw = 40 cm.

$$As_{boundary} = \frac{58861.45 *10^{6}}{420*(6570-400)} = 227.14\ cm^{2}.$$ *(This Reinforcement is for M2)*

Try Φ25@10 ***for vertical reinforcement.***

As(v) = 2*4.9*(657/10) = 644.68 cm^2 = 64468.125 mm^2.

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2+(\frac{0.85* \ * fc'*Lw*h}{As* fy})}.$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2+(\frac{0.85*0.85*24*6570*300}{64468.125*420})} = 0.306.$$

*M1 = Φ*0.5*As(v)*fy*Lw*(1-(Z/Lw))* .

*M1 = 0.9*0.5*64468.125*420*6570*(1 – 0.306)* = 55556.09 KN.m.

$Mn = Mu / 0.9$ =59688.41 / 0.9 = 66320.45 KN.m.

$M2 = Mn\text{-}M1$ =66320.45 -55556.09= 10764.358 KN.m.

$$As_{boundary} = \frac{M2}{fy*(Lw-Cw)}.$$

Let Cw = 40 cm.

$$As_{boundary} = \frac{10764.358 *10^{6}}{420*(6570-400)} = 41.5\,cm^{2}.$$ *(This Reinforcement is for M2)*

Select 9Φ25 ***with As req = 44.156 cm^2 > As =41.5 cm^2***

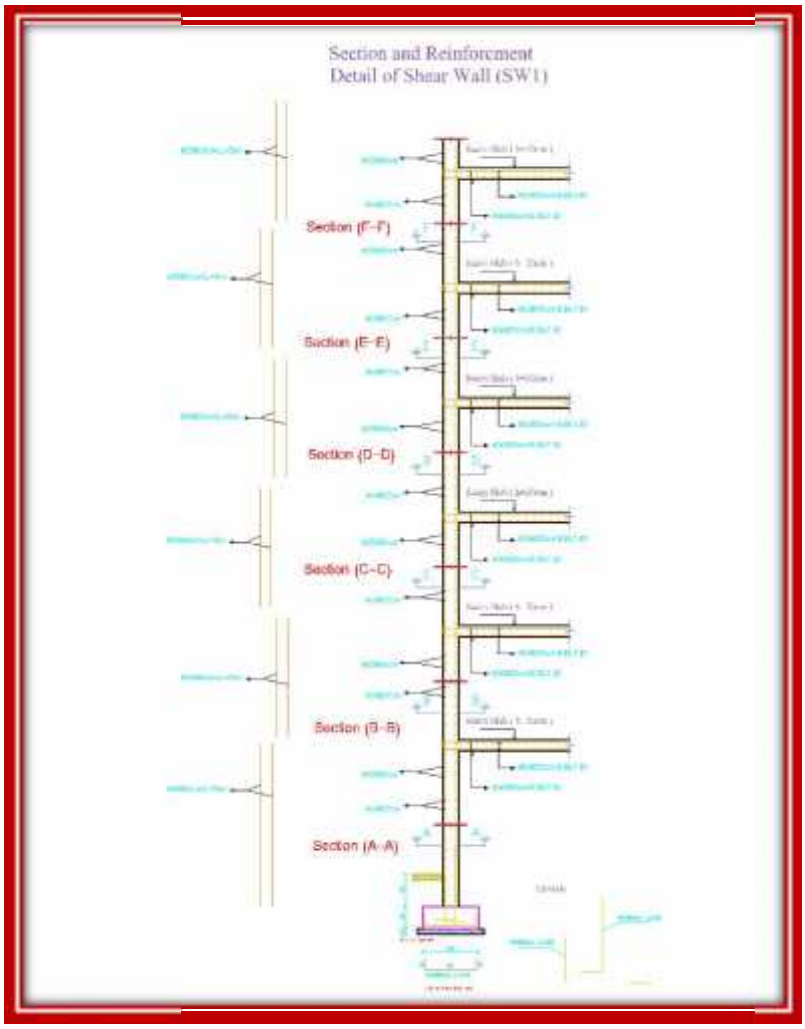


Fig. (4-16): Section in shear wall (SW 1)

الفصل الخامس

الاستنتاجات و التوصيات

1.5 التوصيات :

١. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادرا على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة .

٢. تعد إحدى أهم خطوات التصميم الإنشائي هي كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى و من ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم مع أخذ الظروف المحيطة بعين الاعتبار.

٣. تم استخدام أكثر من نظام انشائي في هذا المبنى مثل (One-way ribbed slab & Tow-way ribbed slab). كما تم استخدام عقدات (Solid slab) في عقدات الدرج والممر الذي يربط الكتلتين الرئيسيتين للمبنى.

٤. تم تصميم اساسات جميع المباني السكنية و المباني العامة باستخدام قوة تحمل للتربة مقدارها ($5\ Kg/cm^2$)، وبالتالي فإن اختيار الشكل النهائي للاساسات قد يختلف اذا ما تم فحص التربة و استنتاج غير ذلك.

٥. بالنسبة لبرامج الحاسوب المستخدمة فقد تم استخدام برنامج (ATIR) في التصميم و ثم مقارنة التسليح لكافة العناصر بعد أن تم حسابها يدويًا وكانت النتائج متطابقة كما هي في الامثلة الموضحة.

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

٧. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم هي الحس الهندسي الذي يقوم مـــن خلالـــه بتجاوز أية مشكله ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع و مرضي .

٨. جميع المباني في هذا المشروع صممت لستة طوابق.

٩. في حال تبين أن قوة تحمل التربة أقل من القوة التي تم الحساب عليها في التصميم فيجـــب إعادة تصميم الأساسات من جديد كما في البند ٤.

١٠. يجب استكمال تصميم المشروع بحيث يتم عمل التصميم الكهربائي و الميكانيكي قبـــل المباشرة في تنفيذ المشروع.

٢.٥ الإستنتاجات :

لقد كان لهذا المشروع دورا كبيرا في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم. ونود هنا ومن خلال هذه التجربة أن نقدم مجموعة من التوصيات نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن خطط بأن يختار مشاريع ذات طابع انشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كامل المخططات المعمارية بحيث يتم إختيار مواد البناء والنظام الإنشائي للمباني، مع أنه وفي غالب الأحيان في بلادنا، يتم اختيار مبنى مكتف من الخرسانة المسلحة والواجهات الحجرية، ذلك أن نظام الأطر غير المكتفة والمقاومة للزلازل تحتاج إلى دقة وتفاصيل خاصة أثناء عملية التنفيذ. ولابد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحملها وذلك في تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة، أيضًا بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق 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 أرجاء المبنى، ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.

ويمكن تلخيص أعمال المشروع كمايلي:

١. حساب الأحمال بنوعيها الميتة والحية والتي يتعرض لها أي مبنى وعناصره المختلفة.
٢. تصميم العناصر الأفقية من عقدات وأعصاب وجسور وغيرها.
٣. تصميم العناصر الرأسية من أعمدة وجدران.
٤. مراجعة كفاءة جدران القص، مع العلم بأنه يفضل أن تكون هذه الجدران موزعه بانتظام في اجزاء المبنى وكذلك الاستفادة من وجود الجدران الخارجية وغيرها من الجدران الخرسانية المسلحة، لمقاومة القوى الأفقية من زلازل وغيرها.
٥. تصميم الجدران الإستنادية "Basement Walls".
٦. تصميم الأساسات بأنواعها وأشكالها المختلفة: المنفصله، المشتركة، المستمره، والحصيره.

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (B)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

الفصل الخامس

الاستنتاجات و التوصيات

1.5 التوصيات :

١. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادرا على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة .

٢. تعد إحدى أهم خطوات التصميم الإنشائي هي كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى و من ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم مع أخذ الظروف المحيطة بعين الاعتبار.

٣. تم استخدام أكثر من نظام انشائي في هذا المبنى مثل (One-way ribbed slab & Tow-way ribbed slab). كما تم استخدام عقدات (Solid slab) في عقدات الدرج والممر الذي يربط الكتلتين الرئيسيتين للمبنى.

٤. تم تصميم اساسات جميع المباني السكنية و المباني العامة باستخدام قوة تحمل للتربة مقدارها ($5\ Kg/cm^2$)، وبالتالي فإن اختيار الشكل النهائي للاساسات قد يختلف اذا ما تم فحص التربة و استنتاج غير ذلك.

٥. بالنسبة لبرامج الحاسوب المستخدمة فقد تم استخدام برنامج (ATIR) في التصميم و ثم مقارنة التسليح لكافة العناصر بعد أن تم حسابها يدويًا وكانت النتائج متطابقة كما هي في الامثلة الموضحة.

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

٧. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم هي الحس الهندسي الذي يقوم مـــن خلالـــه بتجاوز أية مشكله ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع و مرضي .

٨. جميع المباني في هذا المشروع صممت لستة طوابق.

٩. في حال تبين أن قوة تحمل التربة أقل من القوة التي تم الحساب عليها في التصميم فيجـــب إعادة تصميم الأساسات من جديد كما في البند ٤.

١٠. يجب استكمال تصميم المشروع بحيث يتم عمل التصميم الكهربائي و الميكانيكي قبـــل المباشرة في تنفيذ المشروع.

٢.٥ الإستنتاجات :

لقد كان لهذا المشروع دورا كبيرا في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم. ونود هنا ومن خلال هذه التجربة أن نقدم مجموعة من التوصيات نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن خطط بأن يختار مشاريع ذات طابع انشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كامل المخططات المعمارية بحيث يتم إختيار مواد البناء والنظام الإنشائي للمباني، مع أنه وفي غالب الأحيان في بلادنا، يتم اختيار مبنى مكتف من الخرسانة المسلحة والواجهات الحجرية، ذلك أن نظام الأطر غير المكتفة والمقاومة للزلازل تحتاج إلى دقة وتفاصيل خاصة أثناء عملية التنفيذ. ولابد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحملها وذلك في تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة، أيضًا بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق 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 أرجاء المبنى، ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.

ويمكن تلخيص أعمال المشروع كمايلي:

١. حساب الأحمال بنوعيها الميتة والحية والتي يتعرض لها أي مبنى وعناصره المختلفة.
٢. تصميم العناصر الأفقية من عقدات وأعصاب وجسور وغيرها.
٣. تصميم العناصر الرأسية من أعمدة وجدران.
٤. مراجعة كفاءة جدران القص، مع العلم بأنه يفضل أن تكون هذه الجدران موزعه بانتظام في اجزاء المبنى وكذلك الاستفادة من وجود الجدران الخارجية وغيرها من الجدران الخرسانية المسلحة، لمقاومة القوى الأفقية من زلازل وغيرها.
٥. تصميم الجدران الإستنادية "Basement Walls".
٦. تصميم الأساسات بأنواعها وأشكالها المختلفة: المنفصله، المشتركة، المستمره، والحصيره.

قائمة المصادر والمراجع

١. أبو هلال وآخرون، مدى توافق التعليم العالي مع سوق العمل المحلي دراسة تحليلية، مركز البحوث والدراسات الفلسطينية الدائرة الاقتصادية، سلسلة تقارير الأبحاث رقم (٩)، نابلس، فلسطين،١٩٩٨.

٢. جامعة بوليتكنك فلسطين، الدليل العام، تموز، ٢٠٠٥.

٣. د. سلمان محمد سلمان: مقال بعنوان "إصلاح نظام التعليم في فلسطين"، شبكة الانترنت للإعلام العربي، ٢٩ تشرين الثاني ٢٠٠٦.

٤. كودات البناء الوطني الأردني، كودة الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، ١٩٩٠م.

٥. موقع بلدية حلحول: http://halhul-city.com/dynamic/view

الملاحق

TABLE 16-K—OCCUPANCY CATEGORY

OCCUPANCY CATEGORY	OCCUPANCY OR FUNCTIONS OF STRUCTURE	SEISMIC IMPORTANCE FACTOR, I_E	SEISMIC IMPORTANCE FACTOR, I_E	WIND IMPORTANCE FACTOR, I_W
1. Essential facilities[2]	Group I, Division 1 Occupancies having surgery and emergency treatment areas Fire and police stations Garages and shelters for emergency vehicles and emergency aircraft Structures and shelters in emergency-preparedness centers Aviation control towers Structures and equipment in governmental communication centers and other facilities required for emergency response Standby power-generating equipment for Category 1 facilities Tanks or other structures containing housing or supporting water or other fire-suppression material or equipment required for the protection of Category 1, 2 or 3 structures	1.25	1.50	1.15
2. Hazardous facilities	Group H, Divisions 1, 2, 6 and 7 Occupancies and structures therein housing or supporting toxic or explosive chemicals or substances Nonbuilding structures housing, supporting or containing quantities of toxic or explosive substances that, if contained within a building, would cause that building to be classified as a Group H, Division 1, 2 or 7 Occupancy	1.25	1.50	1.15
3. Special occupancy structures[3]	Group A, Divisions 1, 2 and 2.1 Occupancies Buildings housing Group E, Divisions 1 and 3 Occupancies with a capacity greater than 500 students Buildings housing Group E, Occupancies used for college or adult education with a capacity greater than 500 students Group I, Divisions 1.1 and 2 Occupancies with 50 or more residents incapacitated patients, but not included in Category 1 Group I, Division 3 Occupancies All structures with an occupancy greater than 5,000 persons Structures and equipment in power-generating stations, and other public utility facilities not included in Category 1 or Category 2 above, and required for continued operation	1.00	1.00	1.00
4. Standard occupancy structures[3]	All structures housing occupancies or having functions not listed in Category 1, 2 or 3 and Group U Occupancy towers	1.00	1.00	1.00
5. Miscellaneous structures	Group U Occupancies except for towers	1.00	1.00	1.00

TABLE 16-N—STRUCTURAL SYSTEMS[1]

BASIC STRUCTURAL SYSTEM[2]	LATERAL-FORCE-RESISTING SYSTEM DESCRIPTION	R	Ω_0	HEIGHT LIMIT FOR SEISMIC ZONES 3 AND 4 (feet) × 304.8 for mm
1. Bearing wall system	1. Light-framed walls with shear panels			
	a. Wood structural panel walls for structures three stories or less	5.5	2.8	65
	b. All other light-framed walls	4.5	2.8	65
	2. Shear walls			
	a. Concrete	4.5	2.8	160
	b. Masonry	4.5	2.8	160
	3. Light steel-framed bearing walls with tension-only bracing	2.8	2.2	65
	4. Braced frames where bracing carries gravity load			
	a. Steel	4.4	2.2	160
	b. Concrete[3]	2.8	2.2	—
	c. Heavy timber	2.8	2.2	65
2. Building frame system	1. Steel eccentrically braced frame (EBF)	7.0	2.8	240
	2. Light-framed walls with shear panels			
	a. Wood structural panel walls for structures three stories or less	6.5	2.8	65
	b. All other light-framed walls	5.0	2.8	65
	3. Shear walls			
	a. Concrete	5.5	2.8	240
	b. Masonry	5.5	2.8	160
	4. Ordinary braced frames			
	a. Steel	5.6	2.2	160
	b. Concrete[3]	5.6	2.2	—
	c. Heavy timber	5.6	2.2	65
	5. Special concentrically braced frames			
	a. Steel	6.4	2.2	240
3. Moment-resisting frame system	1. Special moment-resisting frame (SMRF)			
	a. Steel	8.5	2.8	N.L.
	b. Concrete[4]	8.5	2.8	N.L.
	2. Masonry moment-resisting wall frame (MMRWF)	6.5	2.8	160
	3. Concrete intermediate moment-resisting frame (IMRF)[5]	5.5	2.8	—
	4. Ordinary moment-resisting frame (OMRF)			
	a. Steel[6]	4.5	2.8	160
	b. Concrete[7]	3.5	2.8	—
	5. Special truss moment frames of steel (STMF)	6.5	2.8	240
4. Dual systems	1. Shear walls			
	a. Concrete with SMRF	8.5	2.8	N.L.
	b. Concrete with steel OMRF	4.2	2.8	160
	c. Concrete with concrete IMRF[5]	6.5	2.8	160
	d. Masonry with SMRF	5.5	2.8	160
	e. Masonry with steel OMRF	4.2	2.8	160
	f. Masonry with concrete IMRF[5]	4.2	2.8	—
	g. Masonry with masonry MMRWF	6.0	2.8	160
	2. Steel EBF			
	a. With steel SMRF	8.5	2.8	N.L.
	b. With steel OMRF	4.2	2.8	160
	3. Ordinary braced frames			
	a. Steel with steel SMRF	6.5	2.8	N.L.
	b. Steel with steel OMRF	4.2	2.8	160
	c. Concrete with concrete SMRF[5]	6.5	2.8	—
	d. Concrete with concrete IMRF[5]	4.2	2.8	—
	4. Special concentrically braced frames			
	a. Steel with steel SMRF	7.5	2.8	N.L.
	b. Steel with steel OMRF	4.2	2.8	160
5. Cantilevered column building systems	1. Cantilevered column elements	2.2	2.0	35[8]
6. Shear wall-frame interaction systems	1. Concrete[9]	5.5	2.8	160
7. Undefined systems	See Sections 1629.6.7 and 1629.9.2	—	—	—

TABLE 16-K—OCCUPANCY CATEGORY

OCCUPANCY CATEGORY		OCCUPANCY OR FUNCTIONS OF STRUCTURE	SEISMIC IMPORTANCE FACTOR, I_p	SEISMIC IMPORTANCE FACTOR, I_s	WIND IMPORTANCE FACTOR, I_w
1	Essential facilities[2]	Group I, Division 1 Occupancies having surgery and emergency treatment areas Fire and police stations Garages and shelters for emergency vehicles and emergency aircraft Structures and shelters in emergency-preparedness centers Aviation control towers Structures and equipment in government communication centers and other facilities required for emergency response Standby power-generating equipment for Category 1 facilities Tanks or other structures containing housing or supporting water or other fire-suppression material or equipment required for the protection of Category 1, 2 or 3 structures	1.25	1.50	1.15
2	Hazardous facilities	Group H, Divisions 1, 2, 6 and 7 Occupancies and structures therein housing or supporting toxic or explosive chemicals or substances Nonbuilding structures housing, supporting or containing quantities of toxic or explosive substances that, if contained within a building, would cause that building to be classified as a Group F, Division 1, 2 or 7 Occupancy	1.25	1.50	1.15
3	Special occupancy structures[3]	Group A, Divisions 1, 2 and 2.1 Occupancies Buildings housing Group E, Divisions 1 and 3 Occupancies with a capacity greater than 300 students Buildings housing Group B Occupancies used for college or adult education with a capacity greater than 500 students Group I, Divisions 1 and 2 Occupancies with 50 or more resident incapacitated patients, but not included in Category 1 Group I, Division 3 Occupancies All structures with an occupancy greater than 5,000 persons Structures and equipment in power-generating stations, and other public utility facilities not included in Category 1 or Category 2 above, and required for continued operation	1.00	1.00	1.00
4	Standard occupancy structures[3]	All structures housing occupancies or having functions not listed in Category 1, 2 or 3 and Group U Occupancy towers	1.00	1.00	1.00
5	Miscellaneous structures	Group U Occupancies except for towers	1.00	1.00	1.00

TABLE 16-Q—SEISMIC COEFFICIENT C_a

SOIL PROFILE TYPE	SEISMIC ZONE FACTOR, Z				
	Z = 0.075	Z = 0.15	Z = 0.2	Z = 0.3	Z = 0.4
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_a$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_a$
S_C	0.09	0.18	0.24	0.33	$0.40N_a$
S_D	0.12	0.22	0.28	0.36	$0.44N_a$
S_E	0.19	0.30	0.34	0.36	$0.36N_a$
S_F	See Footnote 1				

TABLE 16-R—SEISMIC COEFFICIENT C_v

SOIL PROFILE TYPE	SEISMIC ZONE FACTOR, Z				
	Z = 0.075	Z = 0.15	Z = 0.2	Z = 0.3	Z = 0.4
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_v$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_v$
S_C	0.13	0.25	0.32	0.45	$0.56N_v$
S_D	0.18	0.32	0.40	0.54	$0.64N_v$
S_E	0.26	0.50	0.64	0.84	$0.96N_v$
S_F	See Footnote 1				

TABLE 16-I—SEISMIC ZONE FACTOR Z

ZONE	1	2A	2B	3	4
Z	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40

Location	Seismic Zone
Bahrain	
Manama	0
Bangladesh	
Dhaka	3
Brunei	
Bandar Seri Begawan	1
Burma	
Mandalay	3
Rangoon	3
China	
Beijing	4
Changsha	3
Guangzhou	2A
Nanjing	2A
Qingdao	3
Shanghai	2A
Shenyang	4
Taiwan	
All	4
Tibet	4
Wuhan	2A
Xiangyang	2A
Cyprus	
Nicosia	2
India	
Bombay	3
Calcutta	2A
Madras	1
New Delhi	3
Indonesia	
Bandung	4
Jakarta	4
Medan	3
Surabaya	4
Iran	
Isfahan	3
Shiraz	3
Tabriz	4
Tehran	4
Iraq	
Baghdad	3
Basra	1
Israel	
Haifa	3
Jerusalem	3
Tel Aviv	3
Japan	
Fukuoka	3
Itazuke AFB	3
Misawa AFB	3
Naha, Okinawa	4
Osaka-Kobe	4
Sapporo	3
Tokyo	4
Wakkanai	3
Yokohama	4
Yokota	4
Jordan	
Amman	3
Korea	
Kimhae	1
Kwangju	1
Pusan	1
Seoul	0
Kuwait	
Kuwait	1

Location	Seismic Zone
Laos	
Vientiane	3
Lebanon	
Beirut	3
Malaysia	
Kuala Lumpur	1
Nepal	
Kathmandu	4
Oman	
Muscat	2A
Pakistan	
Islamabad	4
Karachi	4
Lahore	2A
Peshawar	4
Qatar	
Doha	3
Saudi Arabia	
Al Khobar	3
Dhahran	3
Jiddah	2A
Khamis Mushayt	3
Riyadh	3
Singapore	
All	1
South Yemen	
Aden City	3
Sri Lanka	
Colombo	3
Syria	
Aleppo	3
Damascus	3
Thailand	
Bangkok	1
Chiang Mai	2A
Songkhla	3
Udorn	1
Turkey	
Adana	3A
Ankara	3A
Izmir	4
Istanbul	4
Kmaraarsel	3
United Arab Emirates	
Abu Dhabi	3
Dubai	3
Viet Nam	
Ho Chi Minh (Saigon)	3
Yemen Arab Republic	
Sanaa	3
ATLANTIC OCEAN AREA	
Azores	
All	3A
Bermuda	
All	1
CARIBBEAN SEA	
Bahama Islands	
All	1
Cuba	
All	3A
Dominican Republic	
Santo Domingo	3
French West Indies	
Martinique	3
Grenada	
Saint George	3

Coefficients of Earth Pressure

¤	15	17.5	20	22.5	25	27.5	٣٠	٣٢.٥	٣٥	٣٧.٥	40
Ka	**0.59**	**0.54**	**0.49**	**0.45**	**0.41**	**0.37**	**0.33**	**0.30**	**0.27**	**0.24**	**0.22**
Kp	**1.7**	**1.86**	**2.04**	**2.24**	**2.46**	**2.72**	**3.00**	**3.32**	**3.69**	**4.11**	**4.6**
K0	**0.74**	**0.70**	**0.66**	**0.62**	**0.58**	**0.54**	**0.50**	**0.46**	**0.43**	**0.39**	**0.36**