

بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لامتداد مبنى A فرع وادي الهرية
في جامعة بوليتكنك فلسطين

فريق العمل

ليث ربحي عبد الهادي مشعل

بهاء الدين عبد المنعم العطاونة

إشراف

د. ماهر عمرو

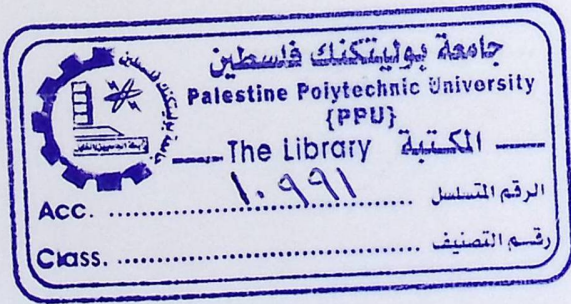
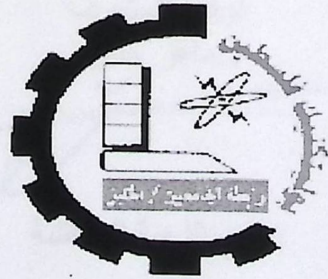
مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنك فلسطين

لوفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية تخصص هندسة المباني



جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل - فلسطين

حزيران - 2008

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتيكنك فلسطين

الخليل - فلسطين

مشروع تخرج بعنوان

التصميم الإنشائي لامتداد مبنى A فرع وادي الهريه في جامعة بوليتيكنك فلسطين

فريق العمل

ليث ربحي عبد الهادي مشعل

بهاء الدين عبد المنعم العطاونة

بناءً على توجيهات الأستاذ المشرف على المشروع، وبموافقة جميع أعضاء اللجنة
المنتحنة، تم تقديم هذا المشروع لدائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا
للفاء الجزئي بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس تخصص هندسة المباني.

توقيع المشرف

د. ماهر عمرو

توقيع اللجنة المناقشة

توقيع رئيس الدائرة

د. هيثم عياد

25/6/2008

حزيران - 2008

الإهداء

نهدي هذا العمل المتواضع بكل الفخر والاعتزاز...

إلى الشموع التي تحترق لتضيء لنا الدرب، أمي وأبي اللذين سمرا الليل وعملا النهار لنتفوق ونستمر.

إلى الأعمى على قلبي أختي.

إلى من علمني حرفاً أستاذتي.

إلى روح أستاذنا كمال خطاشة.

إلى زملائي بكل مراحل الدراسة.

إلى أمهات الشهداء والجرحى والأسرى.

إلى من قدّم شيئاً من أجل فلسطين.

إلى كل من أحبنا وأحببنا.

فريق العمل

الشكر والتقدير

يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق لكل من:

بيتنا الثاني جامعة بوليتيكنك فلسطين الموقرة، وكلية الهندسة والتكنولوجيا، ودائرة

الهندسة المدنية والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج أجيال الغد.

جميع الأساتذة بالجامعة ونخص بالذكر الدكتور ماهر عمرو الذي صحبنا لمدة خمس سنوات كان خلالها مثال المدرس المخلص لعلمه و عمله والمثال الذي يحتذى به والذي بذل كل جهد مستطاع للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق.

لمكتبة الجامعة والقائمين عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم.

لكل من قدم يد المساعدة بأي شيء ولو كان بسيطاً.

فريق العمل

خلاصة المشروع

التصميم الإنشائي لامتداد مبنى A فرع وادي الهريية
في جامعة بوليتكنك فلسطين

فريق المشروع

ليث ربحي عبد الهادي مشعل

بهاء الدين عبد المنعم العطاونة

جامعة بوليتكنك فلسطين - 2008

إشراف

د. ماهر عمرو

هدف هذا المشروع هو التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع، من جسور وأعمدة وأساسات وغيرها من العناصر الإنشائية.

تم اختيار هذا المشروع نظرا للحاجة الماسة إليه، فقد تم التخطيط له على أساس استيعاب عدد كبير من الطلاب، بحيث يغطي هذا المبنى العجز القائم في استيعاب أعداد الطلاب المتقدمين للجامعة بشكل عام و المتقدمين للالتحاق بكلية الهندسة و التكنولوجيا بشكل خاص.

يتكون المشروع من ستة طوابق بمساحة 850 م² للطابق تقريبا، بحيث يحتوي كل طابق على العديد من الفعاليات المختلفة وظيفيا مثل القاعات الدراسية و مكاتب المدرسين و قاعات الجلوس، و الموزعة معماريا بشكل مناسب.

من الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، واستخدام (UBC-97) لتحديد أحمال الزلازل، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي فتم تصميم المقاطع باستخدام الكود الأمريكي (ACI_2005)، ولا بد من الإشارة إلى انه تم الاعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل Autocade2006 , Atir , Microsoft Office 2007 , Staad-Pro2004 وغيرها.

تم إنهاء عمل التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية للمبنى كاملا مع نهاية المشروع.

والله الموفق

Abstract

***The Structural Design for Extension of "A"- Building
In Palestine Polytechnic University
Al Hariyya Valley Branch***

Project Team

Baha'. A. Atawneh

Laith. R. Masha'l

Palestine Polytechnic University

Supervisor

Dr. Maher Amro

The aim of this project is to perform the structural design for all structural elements such as ribs, beams, columns, and foundations and all other structural elements.

This project has been selected because of the necessity for such project In Palestine Polytechnic University, it was designed with a capacity that will cover the shortage in capacity for the pre-built building in Al Hariyya Valley branch.

This project consists of six floors with an approximate area for each floor equals 850 m^2 , where each floor has many functions that differs from one to another in its goal such as lecture halls, teacher offices, sitting areasetc. , that are distributed in an appropriate architectural distribution.

For structural design of this project, Jordanian Construction Code was used for determining live loads, UBC-97 was used for seismic loads determination, where ACI-05 code was used for structural analysis and design for all structural elements, and some of computer software will be used, such as Autocad2006, Staad-Pro, Atir, and Office2007....etc.

The structural design for structural elements in this building was done by the end of the project.

فهرس المحتويات

الفصل الثاني

الصفحات التمهيدية

الصفحة

i
ii
iii
iv
v
vi
vii
xi
xii
xiv
xv

صفحة العنوان
شهادة تقييم مشروع التخرج
صفحة الإهداء
صفحة الشكر والتقدير
خلاصة المشروع
Abstract
فهرس المحتويات
فهرس الجداول
فهرس الأشكال والرسومات
List of Abbreviations
المصادر و المراجع

الفصل الأول

المقدمة

الصفحة

1
2
2
5
7

(1-1) نظرة عامة
(1-2) أسباب اختيار المشروع
(1-3) الهدف من إجراء المشروع
(1-4) خطوات المشروع
(1-5) محتويات المشروع

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

الصفحة

10	(2-1) المقدمة
11	(2-2) موقع المشروع
11	(2-3) أسباب وأهمية اختيار الموقع
13	(2-4) الموقع العام
14	(2-5) عناصر المشروع
18	(2-6) الواجهات
22	(2-7) الحركة

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي للمشروع

الصفحة

23	(3-1) المقدمة
23	(3-2) هدف التصميم الإنشائي
24	(3-3) مراحل التصميم الإنشائي
24	(3-4) الأحمال
25	(3-4-1) الأحمال الميتة
25	(3-4-2) الأحمال الحية
27	(3-4-3) الأحمال البيئية
27	(3-4-4) أحمال الرياح
28	(3-4-5) أحمال الثلوج
29	(3-4-6) أحمال الزلازل
30	(3-5) الاختبارات العملية
30	(3-6) العناصر الإنشائية المكونة للمبنى
30	(3-6-1) العقدات
34	(3-6-2) الأدراج
34	(3-6-3) الجسور
35	(3-6-4) الأعمدة
36	(3-6-5) جدران القص
37	(3-6-6) الأساسات
38	(3-6-7) الجدران الاستنادية
38	(3-7) برامج الحاسوب التي تم استخدامها

(4.9.7) wall design	81
(4.10) Design of Isolated footing (F1)	81
(4.10.1) Determine Load	81
(4.10.2) depth Determination by check of punching	82
(4.10.3) Determination of base	83
(4.10.4) Design of Bending	83
(4.10.5) Design of Dowels	83
(4.11) Design of strip Footing	83
(4.11.1) Determination of footing depth	83
(4.11.2) Determination of reinforcement for moment strength	87
(4.11.3) Design of longitudinal bars	87
	Page
(4.1) Introduction	40
(4.2) Slab thickness Calculation	41
(4.2.1) Thickness of one-way slab	41
(4.2.2) Thickness of two-way slab	41
(4.3) Design of slabs	44
(4.3.1) Calculation of dead and live loads for one way rib slab	44
(4.3.2) Calculation of dead and live loads for two way rib slab	46
(4.3.3) Design of topping of one way ribbed slab	47
(4.3.4) Calculation of ultimate moment (one-way)	47
(4.4) Design of rib at Ground Floor	48
(4.4.1) Design of positive moment for the selected rib at ground floor	49
(4.4.2) Design of negative moment for the selected rib at ground floor	51
(4.4.3) design of shear for the selected rib at ground floor	52
(4.5) Design of two way rib (R02) at Ground Floor:	55
(4.5.1) calculation around X-direction	56
(4.5.2) calculation around Y-direction	60
(4.6) design of beam B(33) at third floor	64
(4.6.1) Design of positive moment for span (#1)	65
(4.6.2) Design of negative moment between span (#1) & (#2)	66
(4.6.3) Design of positive moment for span (#2)	67
(4.6.4) Design of negative moment between span (#2) & (#3)	69
(4.6.5) Design of shear	69
(4.7) Design of Tied Column (C1) at Basement Floor	72
(4.8) Design of Circular Column (C6) at Basement Floor	74
(4.9) Design of Basement Wall	76
(4.9.1) Depth estimation	76
(4.9.2) Wall thickness estimation	77
(4.9.3) Design Against Overturning	77
(4.9.4) Design Against Sliding	79
(4.9.5) Bearing Capacity	79
(4.9.6) Footing Design	79

(4.9.7) wall design	81
(4.10) Design of Isolated footing (F1)	81
(4.10.1) Determine Loads & Area of footing	81
(4.10.2) depth Determination by check of punching	82
(4.10.3) Determination of bearing pressure	83
(4.10.4) Design of Bending	83
(4.10.5) Design of Dowels	85
(4.11) Design of strip footing	85
(4.11.1) Determination of footing depth	85
(4.11.2) Determination of reinforcement for moment strength	86
(4.11.3) design of longitudinal bars	87
(4.11.4) Design of Dowels	87
(4.12) Design of combined footing (CF2)	87
(4.12.1) Determine Loads & Area of footing	87
(4.12.2) Determine depth based one way shear strength	88
(4.12.3) depth Determination by check of punching	89
(4.12.4) Determination of bearing pressure	90
(4.12.5) Moment calculation and the required sections for design	91
(4.12.6) Design of reinforcement	92
(4.13) Design of mat foundation	94
(4.13.1) Determine Loads & Area of foundation	94
(4.13.2) Depth Determination by check of punching	95
(4.13.3) Determination of bearing pressure	95
(4.13.4) Moment calculation at the required sections for design	96
(4.13.5) Design of reinforcement	96
(4-14) Design of stairs	97
(4.14.1) Determination of Slab thickness	97
(4.14.2) Load calculation	97
(4.14.3) Design against shear	98
(4.14.4) Design against bending	99
(4.14.6) Design of landing	100
(4.15) Shear wall Design	103
(4.15.1) General definitions for seismic load calculations:	103
(4.15.2) seismic load calculations:	105
(4.15.3) Ratio of load resistance calculations from each wall :	107
(4.15.4) Design of Shear wall (#7) :	117
(4.15.4.1) Horizontal (shear) reinforcement:	117
(4.15.4.2) Vertical reinforcement design:	118
(4.15.4.3) Reinforcement design for both ends (boundary) for shear wall	119

فهرس الأشكال والرسومات

الفصل الخامس

النتائج و التوصيات

رقم الصفحة

121

121

19

20

21

21

123

31

32

33

33

34

35

36

رقم الصفحة

3

3

3

4

4

25

26

29

الملحقات

فهرس الجداول

الجدول

جدول(1-1) تطور أعداد طلبة دائرة الهندسة المدنية و المعمارية من

2007/2006_2001/2000

جدول(1-2) أعداد طلبة دائرة الهندسة المدنية و المعمارية المتوقع خلال

2017/2016-2008/2007

جدول(1-3): تطور أعداد الطلبة في الجامعة في الفترة 2005-1995

جدول(1-4): تطور أعداد الطلبة في الجامعة في الفترة 2010-2005

جدول(1-5): الأعداد المتوفرة من الفعاليات الخاصة بكلية الهندسة و الحاجة

المتوقعة للسنوات المقبلة

جدول(3-1): الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

جدول(3-2): الأحمال الحية لعناصر المبنى

جدول(3-3): أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر

Fig. (4.1) Beam 9

Fig. (4.2) Beam 6

Fig. (4.3) Beam 10

Fig. (4.4) Beam 5

Fig. (4.5) Rib

Fig. (4.6) Section in one-way ribbed slab

Fig. (4.7) Section in two-way ribbed slab

فهرس الأشكال والرسومات

رقم الصفحة	الشكل
6	الشكل (1-1): المخطط الزمني للمشروع
8	الشكل (1-2): مراحل القيام بالمشروع
9	الشكل (1-3): تقسيم أعمال المشروع
12	الشكل (2-1): موقع المشروع
14	الشكل (2-2): الموقع العام
19	الشكل (2-3): الواجهة الجنوبية (الرئيسية) للمبنيين.
19	الشكل (2-4): الواجهة الجنوبية (الرئيسية).
20	الشكل (2-5): الواجهة الشمالية
21	الشكل (2-6): الواجهة الشرقية
21	الشكل (2-7): الواجهة الغربية
28	الشكل (3-1): أحمال الرياح
31	الشكل (3-2): العقدة ذات العصب باتجاه واحد
32	الشكل (3-3): العقدة ذات العصب باتجاهين
33	الشكل (3-4): العقدة المصممة ذات الاتجاه الواحد.
33	الشكل (3-5): العقدة المصممة ذات الاتجاهين.
34	الشكل (3-6): الدرج
35	الشكل (3-7): جسر مسحور وآخر مدلى.
36	الشكل (3-8): يبين أنواع الأعمدة المستخدمة.
37	الشكل (3-9): يبين جدار المقاومة لقوى القص.
38	الشكل (3-10): أساس منفرد.

List of Figures

Description	page
Fig. (4.1): Beam 9	40
Fig. (4.2): Beam 6	40
Fig. (4.3): Beam 10	40
Fig. (4.4): Beam 5	41
Fig. (4.5): Rib	42
Fig. (4.6): Section in one-way ribbed slab	45
Fig. (4.7): Section in two-way ribbed slab	46

Fig. (4.8): The selected rib	48
Fig. (4.9): Selected rib spans	48
Fig. (4.10): Moment Diagram of Rib	49
Fig. (4.11): Shear Diagram of Rib	49
Fig. (4.12): Cross Section for Rib where positive moment is applied	51
Fig. (4.13): The Selected Beam	64
Fig. (4.14): Selected Beam Spans	64
Fig. (4.15): Moment Diagram for the Selected Beam	64
Fig. (4.16): Shear Diagram for the Selected Beam	65
Fig. (4.17): cross section of beam where positive moment of span #1 is applied.	66
Fig. (4.18): cross section of beam where negative moment between span (#1) & (#2) is applied.	67
Fig. (4.19): cross section of beam where positive moment of span #2 is applied	68
Fig. (4.20): cross section of beam where negative moment between span (#2) & (#3) is applied.	69
Fig. (4.21): Tied Column (C1) section	73
Fig. (4.22): Column ties	73
Fig. (4.23): Circular Column (C6) section	75
Fig. (4.24): Earth pressure diagrams applied on basement wall	76
Fig. (4.25): Isolated footing	82
Fig.(4.26): Shear critical section	82
Fig.(4.27): Applied Bearing pressure	83
Fig.(4.28): Moment design section	84
Fig.(4.29): Strip footing section	85
Fig.(4.30): Combined footing section	87
Fig.(4.31): Combined footing's one-way shear	88
Fig.(4.32): Two way shear critical section for Combined footing	89
Fig.(4.33): Bearing pressure at edges of combined footing	90
Fig.(4.34): Bearing pressure diagram	90
Fig.(4.35): Required sections for design	91
Fig.(4.36): Mat foundation section	94
Fig.(4.37): Bearing pressure diagram	95
Fig.(4.38): Required sections for design	96
Fig.(4.39): cross section for the staircase	97
Fig.(4.40): shear diagram of staircase	98
Fig.(4.41): moment diagram of staircase	99
Fig.(4.42): section in stair's landing	100
Fig.(4.43): Shear wall numbers as used in calculations	107
Fig.(4.44): Moment & Shear Diagrams for shear wall	116
Fig.(4.45): shear wall #7 cross section	120

List of Abbreviations

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

- V_u = factored shear force at section.
- W_c = weight of concrete. (Kg/m^3).
- W_u = factored load per unit area.
- Φ = strength reduction factor.

المقدمة

(1-1) نظرة عامة.

(1-2) أسباب اختيار المشروع.

(1-3) الهدف من إجراء المشروع.

(1-4) خطوات المشروع.

(1-5) مستويات المشروع.

الفصل الأول

المقدمة

(1-1) نظرة عامة:

إن من أهم ما يحتاج إليه الإنسان و يحتاج إليه على مر الأزمان و المصور هو العلم. ومع مرور الزمن ظهرت الحاجة الملحة إلى وجود مختلف نواحي العلم، حيث ظهرت المبروح

تختلف نظر العلم على مر الأزمان باختلاف احتياجاتها و تخصصاتها.

(1-2) أسباب اختيار المشروع.

(1-3) الهدف من إجراء المشروع.

علمية وابتكارية من أجل أن هذا العمل جاءه على تطوير

(1-4) خطوات المشروع.

قد تمها وإمكاناتها على مستويين الأساسيات وخدمات التعليمية لتتقدم

(1-5) محتويات المشروع.

تعمل الخدمات التعليمية لتتقدم وتتكامل مع متطلبات سوق العمل ليس على مستوى التعليم فقط

وأيضا على مستوى المربي والعلمي.

ومن هذا المنطلق ارتكنا إلى اختيار مشروعنا الذي نحن بصنعه ضمن الحرم الجامعي بمنطقة وادي

لهوية وتحت إشراف من (A) وسنناقشها حوالي ستة نواتج تصف خاصة أن هذا العمل ضروري

للجامعة و سيتم بدونه كما أوضح لنا بعض من مرمي كلية الهندسة و التكنولوجيا

الفصل الأول

المقدمة

(1-1) نظرة عامة:

إن من أهم ما يحتاج إليه الإنسان و احتاج إليه على مر الأزمان و العصور هو العلم. ومع مرور الزمن ظهرت الحاجة الملحة إلى وجود مباني متخصصة في مختلف نواحي العلم، حيث ظهرت الصروح المختلفة لنشر العلم على مر الأزمان و تعددت من كتاتيب و مدارس و معاهد وصولاً إلى الجامعات باختلاف اهتماماتها و تخصصاتها.

(1-2) أسباب اختيار المشروع:

جامعة بوليتكنك فلسطين منذ أن تأسست سنة 1978 وحتى يومنا هذا تعمل جاهده على تطوير قدراتها وإمكانياتها على مستويين الأول هو الكادر التعليمي والثاني المباني والمرافق التعليمية لتقديم أفضل الخدمات التعليمية لطلبتنا وبشكل يتلاءم مع متطلبات سوق العمل ليس على مستوى فلسطين فقط وإنما على المستوى العربي والعالمي.

ومن هذا المنطلق ارتأينا إلى اختيار مشروعنا الذي نحن بصددده ضمن الحرم الجامعي بمنطقة وادي الهرية وتحديدًا أرض مبنى (A) ومساحتها حوالي ستة دونمات ونصف خاصة أن هذا المبنى ضروري للجامعة و سيتم بناؤه كما أوضح لنا بعض مدرسي كلية الهندسة و التكنولوجيا.

المشكلة الرئيسية تكمن في أن الجزء القائم من المبنى له قدرة استيعابية محدده قد وصلت إلى حدها الأقصى ، لذا نعتقد أن توسعة مبنى A بمبنى مجاور يحمل في ثناياه فرصة اكبر لتوفير مزيدا من الفراغات المختلفة للاستعمال الأفضل تصميميا واستخداما ووظيفة .

محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام بإجراء التصميم الإنشائي لامتداد مبنى A فرع وادي الهرية في جامعة بوليتكنك فلسطين ، وقد تم الحصول على التصميم المعماري لهذا المشروع من بعض طلاب الهندسة المعمارية في جامعة بوليتكنك فلسطين حيث تم تصميمه كمشروع تخرج من قبل الطلاب: فوزي الجمل, صلاح السيخ , سليمان الطويل , وتمت مناقشته يوم الثلاثاء الموافق 2007\11\6 من قبل لجنة المناقشة وقد تم إقراره و الموافقة عليه .

(1-2) أسباب اختيار المشروع:

1. الرغبة في أن يكون المشروع عائدا على الجامعة بالفائدة تقديرا و عرفانا لهذا الصرح العلمي.
2. الرغبة في أن يكون مشروع التخرج عبارة عن مشروع حيوي قابل للتنفيذ
3. أهمية هذا المشروع، والتي لمسناها من خلال التدريب الميداني الأول والثاني.
4. الحاجة إلى تجميع المعلومات الإنشائية، وتطبيقها في مشروع إنشائي تتنوع فيه العناصر الإنشائية.

(1-3) الهدف من إجراء المشروع:

1. يكمن الهدف من إجراء المشروع في عمل التصميم الإنشائي الكامل للمبنى الذي سبق ذكره، وبناءً عليه سيتم تجهيز المخططات التنفيذية الكاملة للمشروع.
2. القيام بإعداد المخططات الإنشائية التنفيذية الكاملة للمبنى المذكور.

3. أن هذا المشروع جاء استكمالاً للمبنى القائم الموجود في منطقة وادي الهرية ليغطي احتياجات الجامعة

و تزايد أعداد الطلبة المستمر فيها كما هو واضح بالإحصائيات التالية:

جدول(1-1): تطور أعداد طلبة دائرة الهندسة المدنية والمعمارية من 2001/2000 _ 2007/2006

السنة	01-00	02-01	03-02	04-03	05-04	06-05	07-06
اعداد الطلبة	227	268	313	373	409	432	487

جدول(1-2): أعداد طلبة دائرة الهندسة المدنية والمعمارية المتوقع خلال 2008\2007 - 2017\2016

السنة	08/07	9/08	10/09	11/10	12/11	13/12	14/13	15/14	16/15	17/16
أعداد الطلبة	526	568	613	660	712	769	830	896	968	1045

و تشير سجلات دائرة القبول و التسجيل إلى أن تطور عدد الطلبة في الجامعة منذ عام 1995 و

حتى عام 2005 حسب آخر إحصائية كان كما يلي:

جدول(1-3): تطور اعداد الطلبة في الجامعة في الفترة 1995-2005

السنة	95	96	97	98	99	00	01	02	03	04	05
اعداد الطلبة	623	754	887	1094	1464	1677	1881	2094	2515	2765	2881

ومن المتوقع أن يزداد هذا العدد خلال السنوات القادمة حتى 2010/2009 بناءً على دراسات

الكلية المختلفة في الجامعة ليصبح حوالي (4350) طالباً و طالبة موزعين على الكليات المختلفة.

و الجدول التالي يبين تطور أعداد الطلبة في الجامعة منذ عام 2005/2004 وصولاً إلى العام

الحالي 2008/2007 و التوقعات حتى عام 2010/2009.

جدول(4-1): تطور أعداد الطلبة في الجامعة في الفترة 2005-2010

السنة	2005/2004	2006/2005	2007/2006	2008/2007	2009/2008	2010/2009
أعداد الطلبة	2881	3255	3508	3833	4124	4335

وفي دراسة أخرى لعدد المشاغل و المراسم و القاعات الموجودة و الخاصة بكلية الهندسة و التكنولوجيا، أظهرت النتائج بأن المباني الموجودة حاليا لا تكفي مقارنة مع الحاجة المتوقعة للثلاث سنوات و الخمس سنوات القادمة و الإحصائية التالية تبين هذه الأرقام بالتفصيل.

جدول(5-1): الأعداد المتوفرة من الفعاليات الخاصة بكلية الهندسة و الحاجة المتوقعة للسنوات المقبلة

الفعالية	المدة الزمنية	السنة الحالية	الثلاث سنوات القادمة	الخمس سنوات القادمة
قاعات		20	24	24
مختبرات و مشاغل		29	36	36
مراسم		3	6	8

ومما سبق من إحصائيات يتضح لنا مدى أهمية هذا المشروع للجامعة ومن هذا المنطلق كان لا بد من اختيار إنشاء هذا المشروع نظرا لأهميته و مدى حاجة الجامعة إليه.

(1-4) خطوات المشروع:

يتلخص العمل في المشروع بالخطوات التالية:

1. اختيار المشروع.
2. دراسة المخططات المعمارية المتوفرة للمبنى، مع إجراء كافة التعديلات المعمارية عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.
3. دراسة تحليلية إنشائية لهذا المنشأ، تتضمن تحديد النظام الإنشائي، وتحديد الأحمال، واختيار العناصر الإنشائية المناسبة للمشروع من عقود وجسور وأعمدة وجدران وأساسات.
4. التحليل الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية في المبنى المذكور.
5. التصميم الإنشائي الكامل لهذه العناصر.
6. إنجاز جميع المخططات الإنشائية التنفيذية اللازمة لكل عناصر المشروع بشكل كامل وقابل للتنفيذ.

وكل خطوة من هذه الخطوات، حددت بمدة زمنية مبيّنة في المخطط الزمني التالي

المسبوع	الأول	اسمى	ثمنت	اربع	خمس	استاس	سبع	استان	استع	استع	استع	استع	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر
المهبة	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر
القرار المشروع	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر
دراسة الخطط العمارة																			
أداء الأمانة																			
أداء الوصف العياري																			
أداء الوصف الأتشي																			
عمل مخططات معموية استاذ																			
عمل خروج حسابات أول																			
أداء المديريات السباني																			
إحضار الأمانة وإقامة المسبوع																			
الأسبوع	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر
المهبة	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر	عشر
المسبوع الأمانة																			
عمل التصميم الأتشي																			
عمل الأمانة الأمانة																			
أداء كليات المشروع																			
مديريات فريسة																			
المحضر الأمانة المشروع																			

الشكل (1-1): المخطط الزمني للمشروع

(1-5) محتويات المشروع:

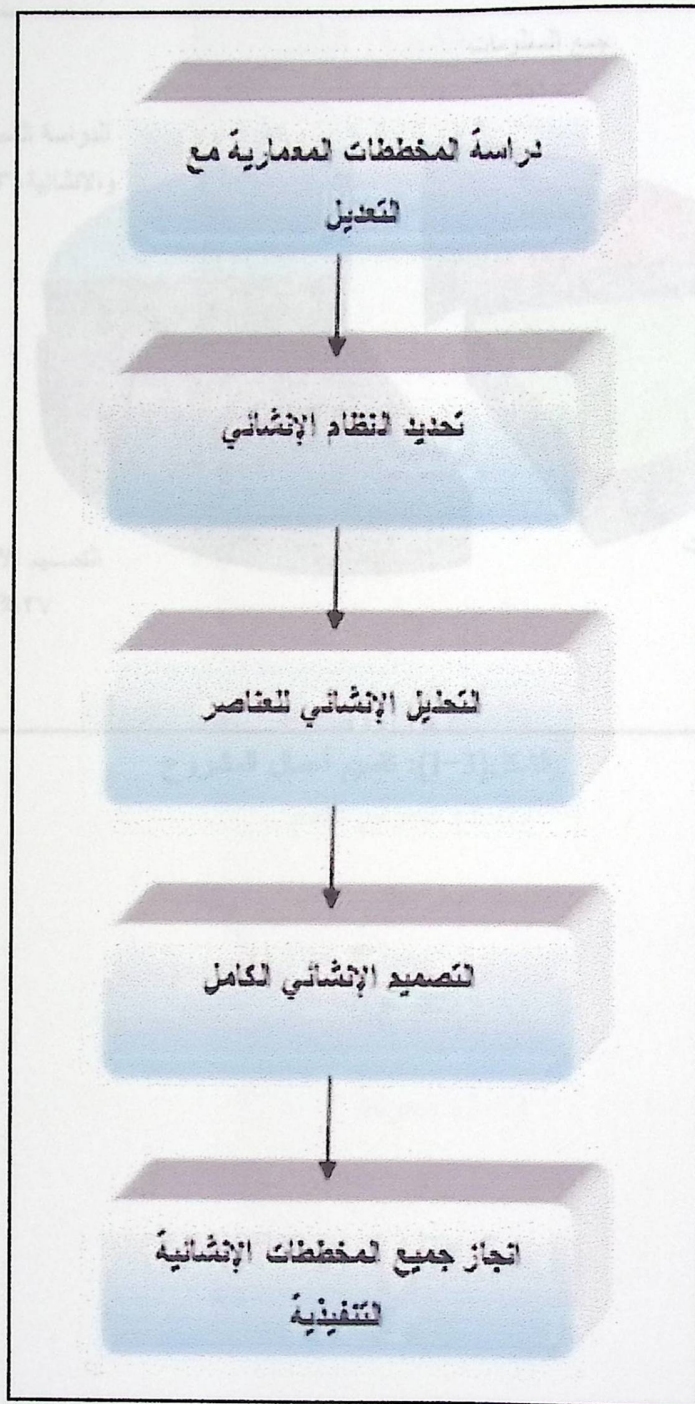
بعد القيام بأي دراسة، أو أي مشروع تكون هناك خطوات محددة لتحقيق الأهداف المطلوبة من هذه الدراسة، لذلك فقد تم ترتيب هذا المشروع على شكل خطوات منسقة ومرتبطة لتحقيق الأهداف المطلوبة من إجراء هذه الدراسة، حيث يحتوي المشروع على خمسة فصول، وهي:

1. الفصل الأول: حيث يشمل المقدمة، وأهمية المشروع، والهدف منه، وأسباب اختياره وخطواته.
2. الفصل الثاني: يصف التصاميم المعمارية، ومتطلبات التصميم لهذا النوع من المنشآت.
3. الفصل الثالث: يعرض النواحي الإنشائية الأساسية للمشروع، ويحتوي على وصف العناصر الإنشائية.

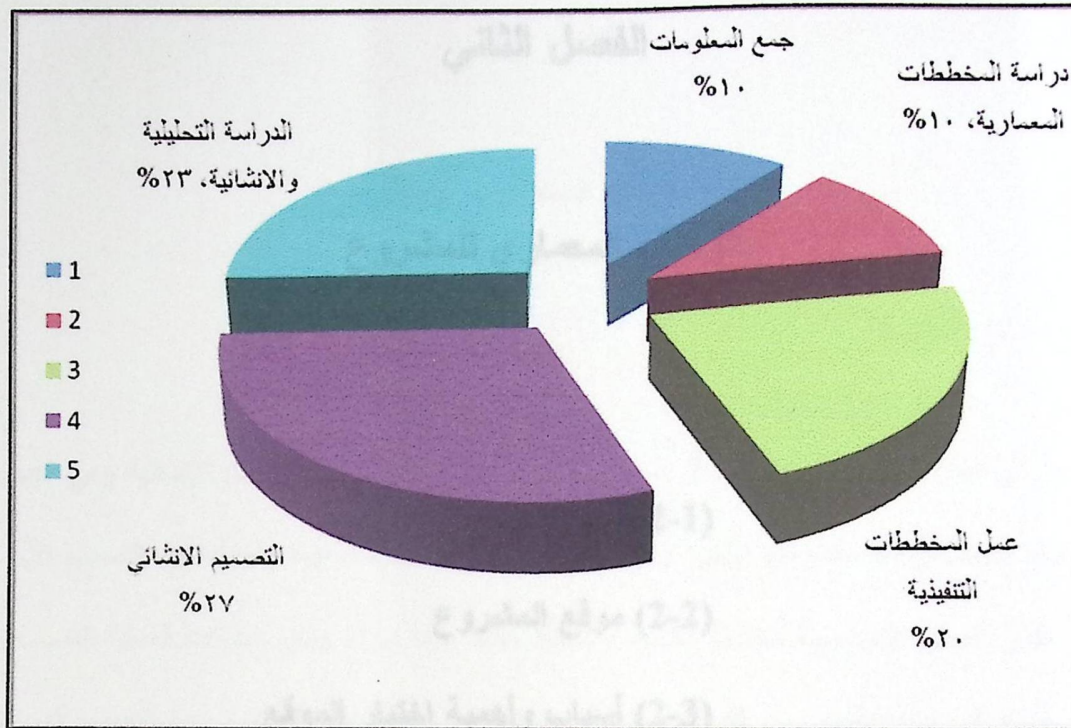
4. الفصل الرابع: إجراء التحليل والتصميم الإنشائي لكافة العناصر الإنشائية.

5. الفصل الخامس: يتناول النتائج التي تم التوصل إليها والتوصيات المستخلصة.

وفيما يلي شكل يبين مراحل القيام المشروع و تقسيم الأعمال بالمشروع.



الشكل (1-2): مراحل القيام بالمشروع



الشكل (3-1): تقسيم أعمال المشروع

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

الوصف المعماري للمشروع

(2-1) المقدمة:

من أي عمل معماري نالجب يجب أن تتوفر فيه أمور عدة حتى تلي الاحتياجات الإنسانية وهي التيسر

(2-1) المقدمة

والطبيعة، الجمال والاقتصاد وهذه الأمور يجب أن تتفاعل وتتكامل وتكامل فيما بينها لتحقيق التصميم الأمثل

(2-2) موقع المشروع

والتي تكون العملية التقييمية منذ البداية حيث يجب أن يراعى في اختيار الموقع عوامل عديدة منها

(2-3) أسباب وأهمية اختيار الموقع

هذا وصولاً إلى الحد الأقصى من الاستفادة من الموقع وتجنب المشاكل التي قد تواجهه

(2-4) الموقع العام

وصولاً إلى النتائج المرجوة وحالاتها

(2-5) عناصر المشروع

في البدء بإعداد الدراسات الإنشائية للمشروع من دراسة المسطحات المعمارية دراسة

(2-6) الواجهات

عميقة، وحمل الوصف الكامل لها بما في ذلك الواجهات التي تربط بين القطاعات المختلفة

(2-7) الحركة

المرجوة في المبنى ووظيفتها والأماكن التي يجب أن تكون فيها الحركة في المبنى وغيرها من الأمور التي

الأساسية والتي تساعد على فهم المشروع ويمكن بعدها تحديد أماكن الأضواء والعناصر الإنشائية الأخرى دون

إعلاق الأثر بالشؤون المعمارية الجمالية للمبنى.

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

(2-1) المقدمة:

في أي عمل معماري ناجح يجب أن تتوفر فيه أمور عدة حتى نلبي الاحتياجات الإنسانية وهي الديمومة الوظيفية، الجمال والاقتصاد وهذه الأمور يجب أن تتفاعل وتتألف وتتناغم فيما بينها لتحقيق التصميم الأمثل ولكي تكون العملية التصميمية متكاملة وشاملة وناجحة يجب علينا إدراك وفهم خطوات العملية التصميمية هذه وصولاً إلى الحد الأقصى من القدرة الإبداعية لهذا العمل في ضوء محددات الوقت والجهد المبذول وصولاً إلى النتائج المرجوة وعلاقتها الموضوعية.

قبل البدء بإعداد الدراسات الإنشائية لأي مشروع هندسي لابد من دراسة المخططات المعمارية دراسة عميقة، وعمل الوصف الكامل لها ليسهل التعامل معها، ومعرفة العلاقات التي تربط بين الفعاليات المختلفة الموجودة في المبنى ووظيفتها والأعداد التي تستوعبها، وطبيعة الحركة في المبنى وغيرها من الأمور ذات الأهمية والتي تساعد على فهم المشروع ويمكن بعدها تحديد أماكن الأعمدة والعناصر الإنشائية الأخرى دون إلحاق الأذى بالمظهر المعماري الجميل للبناء.

(2-2) موقع المشروع:

يقع البناء المقترح على قطعة أرض مستطيلة الشكل بجانب مبنى (A) بمنطقة وادي الهريّة ضمن أراضي مدينة الخليل بمساحة تقديرية تساوي 7000 م² حيث الحرم الجامعي لمباني جامعة بوليتكنيك فلسطين.

الحدود:

- من الجهة الشمالية - أرض فراغ جبلية وعدة مباني سكنية
- من الجهة الجنوبية - شارع عام ويليه مبنى (B) أرض فراغ تخص جامعة بوليتكنيك فلسطين وأخرى منخفضة قليلا حيث يقع عليها العديد من المباني حيث المبنى المقترح.
- من الجهة الشرقية - أرض فراغ مشجرة.
- من الجهة الغربية - مزرعة دواجن، مصنع أدوية

لكي يكون العمل والجهد المعماري ناجحا يجب وضع ومعرفة الخطط المستقبلية لاحتياجات الجامعة للأخذ بها والعمل على توفيرها وإيجادها في المخططات المعمارية المنوي عملها وصولا إلى أفضل حلول حتى تكون فيه الوظيفة متوافقة ومنسجمة مع الشكل المعماري.

(2-3) أسباب وأهمية اختيار الموقع:

بالنظر إلى موقع المشروع نرى أنه مناسب و للأسباب التالية:

1. إن المشروع هو تكملة وتوسعة للحرم الجامعي الموجود في هذه المنطقة.
2. توفر طاقة الخدمات الضرورية من موصلات وماء وكهرباء وتلفون و صرف صحي.

3. إمكانية التوسع المستقبلي بإضافة مباني أخرى في الأرض الفارغة المجاورة والخاصة بالجامعة.
 4. من الناحية البيئية فالموقع لا بأس به حيث أنه بعيد عن صخب وضوضاء المدينة وعن ضجيج السيارات ومخلفات المصانع.
 5. من الناحية المناخية فإن الإضاءة الطبيعية وجيدة و التهوية ممتازة لجميع الفعاليات و المبنى معرض للشمس بشكل جيد.
 6. الجامعة تعطي المنطقة طابعا مميزا وفريدا من نوعه من إضفاء الحياة والحركة والنشاط على مدار الساعة للمنطقة وللجامعة.
 7. الجامعة عبارة عن معلم ومنارة علم وتحفه جماليه لفلسطين بشكل عام وللخليل على وجه الخصوص.
- و الشكل التالي يظهر موقع الجامعة مأخوذا من صورة جوية للموقع و يظهر عليها طبوغرافية الأرض.



الشكل (1-2): موقع المشروع

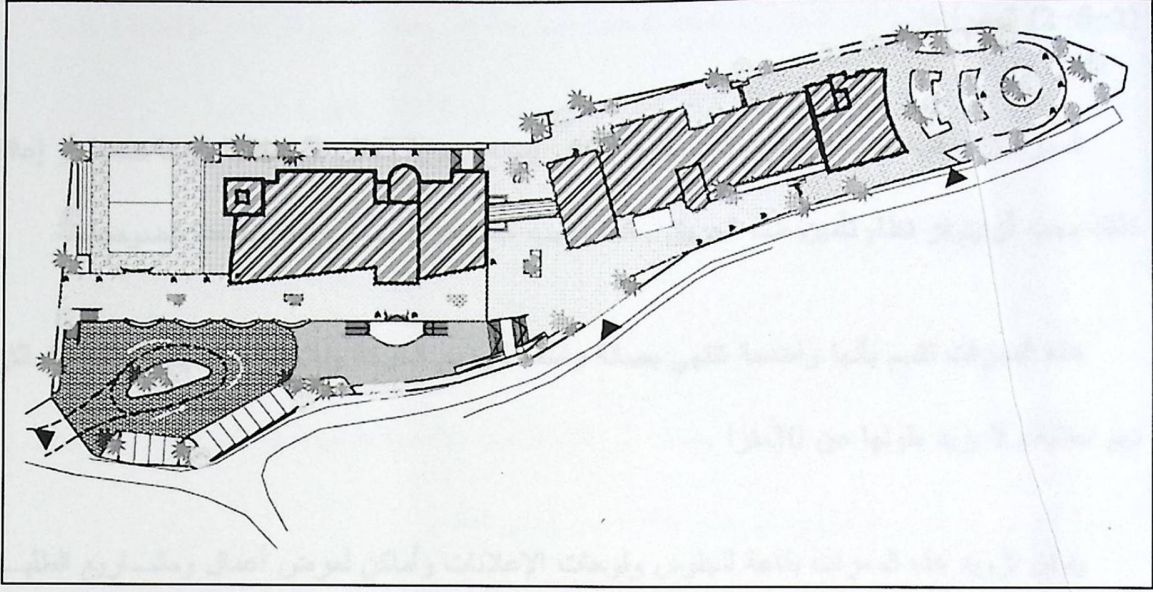
(2-4) الموقع العام:

ومن ناحية التخطيط العام في الموقع، فقد روعي سهولة الوصول والاتصال بين كافة أجزاء المبنى وكافة الفعاليات المحيطة به وفق الآتي:-

1. المبنى عبارة عن ثلاث كتل مرتبطة وظيفيا وبشكل جيد.
2. تم معالجة فرق الميل عن طريق تصميم طابق تسويه عبارة عن مواقف سيارات وخدمات أخرى.
3. الوصول إلى كافة عناصر وفراغات المبنى بطريقه سهله وسلسة دون الحاجة إلى السير مسافات طويلة
4. تم ربط المبنى القائم مع الكتلة التي على يساره عن طريق جسر مسقوف وذلك لتسهيل حركة التنقل بين هاتين الكتلتين في المبنى .

هذا و قد تم مراعاة حركة السيارات من و إلى المبنى حيث يقع المبنى قريبا من الشارع الرئيسي الواصل بين مركز مدينة الخليل و منطقة الفحص كما و تم مراعاة أن يكون هناك سهولة في التنقل بين المبنى المراد تصميمه و مبنى B التابع للجامعة مما يضيف سهولة في الحركة حول المبنى .

كما و تم مراعاة وجود مساحات فارغة لتجول الطلبة حول و بجانب المبنى و أماكن لجلوس الطلبة مجهزة بالمقاعد اللازمة و موزعة بشكل منتظم يضيف تناغما بين مختلف الفعاليات الخارجية مع و جود المظاهر الطبيعية والتي تضيف المظهر الجمالي على الساحات .



الشكل (2-2): الموقع العام

(2-5) عناصر المشروع:

(2-5-1) المداخل:

المداخل لها أهميه معنوية وأخرى وظيفية في التأكيد على دور المبنى وهيبته ، حيث تم الربط بينها وبين الأهداف والغايات المتجهة إليها بطريقه سهله ومباشره . فقد تجلى ذلك من خلال ربط المداخل مع صالة المدخل الواسعة ومحور الحركة الرأسي الموصول إلى الطوابق العليا بما تشتمل عليه من عناصر وفراغات مختلفه مثل القاعات الدراسية والمختبرات والمكاتب الإدارية وأماكن الجلوس والاستراحة .

الحركة العامة تتجه نحو ثلاث مداخل رئيسيه واضحه وكبيره و واسعة حيث صممت من أجل استيعاب حركة الطلاب دخولا وخروجا بالإضافة إلى مدخل رابع يوصل إلى طابق التسوية و الذي يحوي مواقف للسيارات و خدمات أخرى.

وهذه المداخل تقود إلى بهو أو ساحة المدخل الواسعة حيث تلتقي مع بعضها معطية جمالية للمكان.

(2-5-2) الممرات:

الممرات الداخلية يجب أن تكون ذات عرض كافي يسمح بحرية التنقل من خلالها دونما ضغط أو إعاقة كذلك يجب أن يتوفر نظام تأمين ضد الحريق , كما ويجب عمل عزل صوتي لتخفيف حدة الضوضاء.

هذه الممرات تتسم بأنها واضحة تنتهي بصالة واسعة لتوزيع الحركة وللاسترخاء وتبادل الأحاديث التي تهم الطلبة ولا يزيد طولها عن 30مترا .

يمكن تزويد هذه الممرات بقاعة للجلوس ولوحات الإعلانات وأماكن لعرض أعمال ومشاريع الطلبة حيث لا تعيق عملية الحركة والمرور من خلالها .

أما الممرات الخارجية والساحات , فيمكن أن تكون مسقوفة أو مكشوفة بحسب الفعاليات والأنشطة التي تمارس فيها .

أما المناطق الخضراء والمشجرة فقد تم تنسيق وتجميل ارض الموقع وزودت بالمقاعد من أجل الجلوس والاستراحة وكل هذا صمم بشكل يضيف على المكان جو من الحيوية والراحة والهدوء والجمال.

(2-5-3) القاعات الدراسية:

تم توزيعها على كافة الطوابق وبمساحة استيعابية مختلفة تبعا لأعداد الطلبة في الشعب المختلفة فهناك القاعات الصغيرة والمتوسطة والكبيرة. والوصول إليها سلس وسهل جدا ضمن ما جاء في التصميم , فالعلاقة الأفقية للمساقط واضحة , كذلك فان الحركة الرأسية للمبنى مدروسة وموزعه في كل الاتجاهات وبشكل جلي وواضح , وهذا الوضوح يسمح للطلاب وفي فترة وجيزة من الوصول أو مغادرة أي قاعه ومن أي اتجاه , كذلك فان المصاعد وجدت من أجل تسهيل عملية التنقل والحركة من طابق لآخر وهذا كله يعطي حرية

الحركة والتجول في ردهات المبنى وساحاته الداخلية الموزعة هنا وهناك بسهولة ويسر دونما إعاقات أو مشاكل هذا وقد تم توجيه هذه القاعات بشكل جيد يسمح بوصول الإنارة والتهوية الطبيعية .

(2-5-4) المختبرات:

تم تصميم المختبرات بشكل اقتصادي حيث تجمعت على عدة مستويات وذلك لتحقيق عوامل متعددة ومنها الهدوء و سهولة الوصول إليها ، أضف إلى ذلك الناحية الاقتصادية حيث أن البنية التحتية لمثل هذه المختبرات سوف تكون محصورة في هذه المنطقة من المبنى فقط .

وقد وضعت ضمن توجيه يسمح للإنارة والتهوية الطبيعية من الوصول إليها ، وتصميم داخلي يسمح بوضع الأثاث المناسب وفق الأسس والمعايير التصميمية .

(2-5-5) الكفتيريا:

تقع الكفتيريا في الطابق الأرضي قريبا من الساحات الخارجية حيث تجمع الطلبة ، و وضع التصميم بشكل يسمح الفصل بين الجنسين عند الرغبة وقد الحق بالكفتيريا كاونتر طويل وواسع لتخدم أكبر جزء من الطلبة في نفس الوقت دونما إضاعة للوقت أو الجهد ومتصل فراغ الكاونتر بالمطبخ الرئيسي والذي يشتمل على كل ما يلزم لتقديم أفضل الخدمات لجمهور الطلبة ، كذلك فان هناك عددا من الوحدات الصحية تخدم كلا الجنسين مع التأكيد على عملية الفصل بينهما .

(2-5-6) عناصر الخدمات:

وجود هذه العناصر ضروري لاحتياجات المبنى، فالدورات الصحية تم توزيعها بأعداد كافية على جميع مستويات المبنى لتخدم الموظفين والطلبة ومن كلا الجنسين، كذلك تم توفير المخازن الضرورية، وغرف للمراسلين وكل ما يلزم من العناصر الخاصة بالخدمة.

(2-5-7) المكتبة:

هي بمثابة القلب العلمي والثقافي للجامعة، فهي عبارة عن مركز الحياة الفكرية في الجامعة حيث تتدفق منها المعرفة إلى جمهور الطلبة.

حيث تقع في الطابق الأخير بمساحة 700 م² تقريبا ، وهي عبارة عن مكتبة متخصصة حيث تحتوي على فراغات داخلية من أجل القراءة والمطالعة مع توفير كبير لحوامل المراجع والكتب والمجلات والدوريات ومشاريع التخرج ومخزن ومكان خاص (كاونتر) لعمليات الإعارة كذلك ساحة خارجية للاستراحة ، و يتم الوصول للمكتبة من خلال درجين ومصعد ، الأول رئيسي خاص بالطلبة و الموظفين والآخر درج طوارئ مغلق يفتح عند الحاجة ، ويوجد وحدة صحية ملحقه بالمكتبة.

توجيه المكتبة صحي ومناسب فهي مظه على الجهات الأربع وخصوصا الاتجاه الجنوبي حيث المناظر الجميلة ، بالإضافة إلى أن موقعها يوفر جوا هادئا ومناسبا قدر الإمكان للمطالعة والقراءة بعيدا عن مسببات الإزعاج والضوضاء مع مراعاة التهوية والإضاءة الطبيعية جيدة .

(8-5-2) مكاتب المدرسين:

لقد تم تصميم عدد كبير من مكاتب المدرسين وبمساحات مختلفة بحيث أنها وزعت على كافة طوابق وكتل المبنى بطريقة تسمح بعملية تواصل جيدة وفعاله مع شرائح الطلبة المختلفة من أجل المراجعة للمناقشة والاستفسار في الأمور الأكاديمية وغير الأكاديمية.

هذا وقد روعي في عملية التصميم عملية التوجيه نحو الإنارة والتهوية الطبيعية كذلك وضع وترتيب الأثاث الداخلي وفق احتياجات المدرسين وبطريقه تسمح بحرية المرور والحركة وبدون إزعاج أو إعاقة.

(6-2) الواجهات:

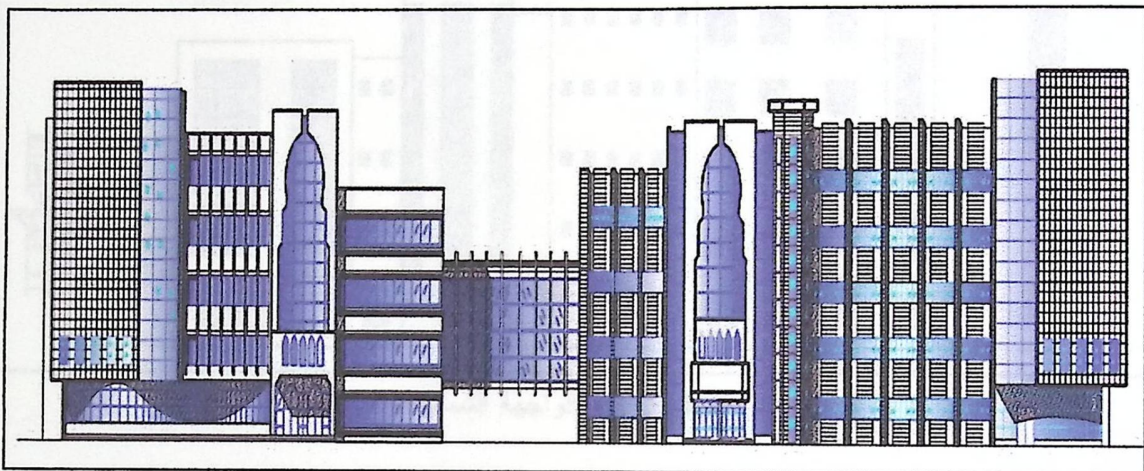
تعتبر الواجهات الصورة المعمارية التي تبين جمالية المشروع، ومن خلالها يتم معرفة الشكل العام له، كما أن لها دور في إظهار ارتفاعات المبنى، لذلك فهي مهمة للمهندس الإنشائي، وفيما يلي تفصيل لواجهات المبنى:

1- الواجهة الجنوبية (الرئيسية):

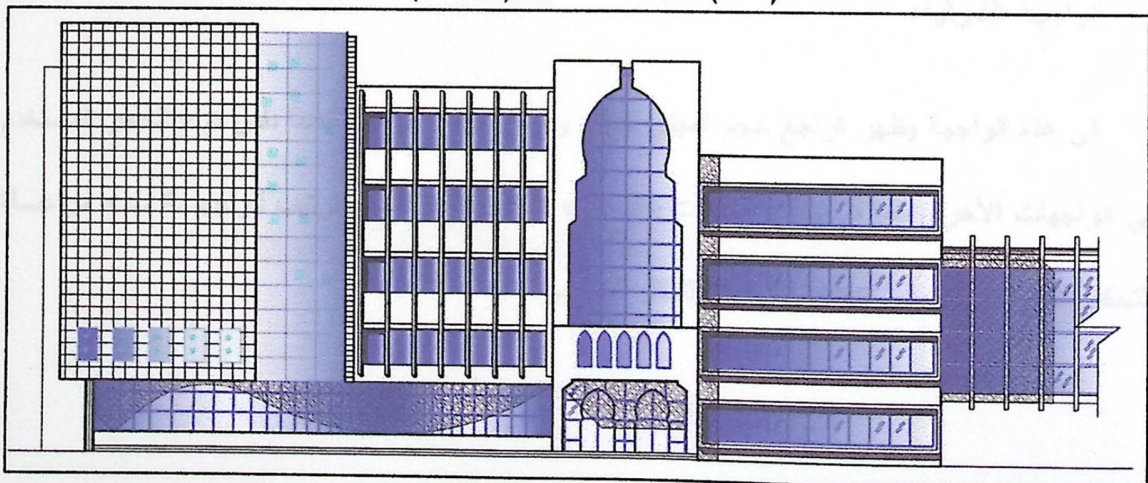
تتكون هذه الواجهة من كتل معمارية متفاوتة المناسيب بسبب وجود التراجع بين الطابق الأرضي و الطوابق العليا للمبنى، خاصة أن هناك اختلاف بين الطابق الأرضي و ما فوقه من ناحية الانحناء الموجود فيه و الذي أضفى رونقا خاصا بالواجهة مما أضفى عليها جمالاً ملحوظاً، كما و أن هناك محاولة لإعطاء تماثل في الواجهة وتدرج أفقي لأحجام الكتل المعمارية من الكبير إلى الصغير فيبدأ بكتلة كبيرة على الأطراف وصولاً إلى منتصف الواجهة و الممثل بالجرس الرابط بين المبنىين والذي جعل لها طابعاً مميزاً

ولمسة معمارية رائعة وأعطاهما نوعا من الفخامة مما يعكس طبيعة المبنى كما و أعطى ربطا معماريا خلق
جمالية واضحة في هذه الواجهة .

تتكون الواجهة من نوع واحد من الحجر بالإضافة إلى بعض الكتل الخرسانية كإطار للشبابيك والفتحات
للتعبير عن تكرار الفعاليات وتشابهها في الطوابق. ومن الجدير ذكره أن المبنى في هذه الواجهة يظهر بشكل
طولي على العكس ما هو عليه في الواجهة الغربية والشرقية.



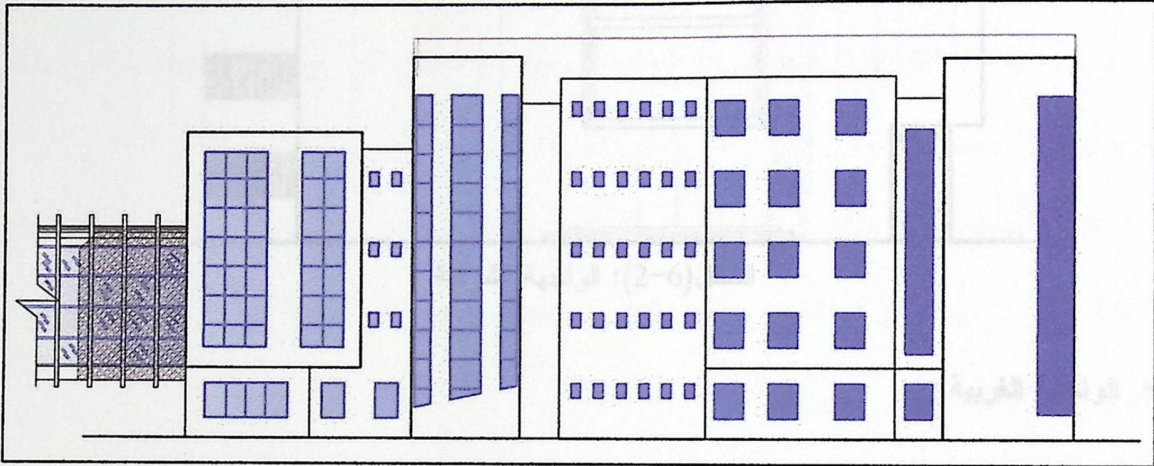
الشكل (2-3): الواجهة الجنوبية (الرئيسية) للمبنيين.



الشكل (2-4): الواجهة الجنوبية (الرئيسية).

2- الواجهة الشمالية:

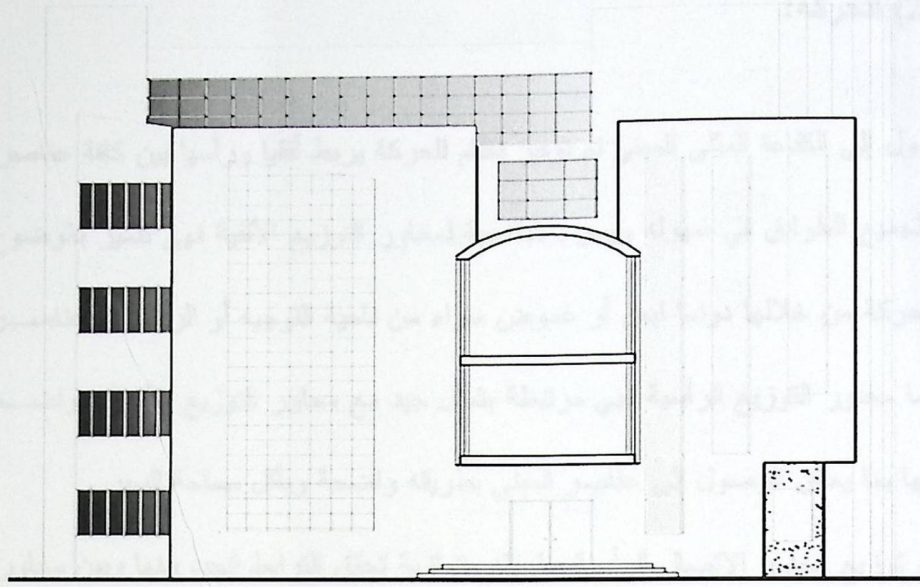
يظهر في هذه الواجهة القاعات الدراسية و مختلف الفعاليات الأخرى الواقعة على الجهة الشمالية من المبنى، كما و يظهر الجسر الرابط بين المبنيين، وهذه الواجهة مشابهة للواجهة الجنوبية الرئيسية من حيث التدرج الأفقي لأحجام الكتل المعمارية ونوع الحجر المستخدم.



الشكل (2-5): الواجهة الشمالية.

3- الواجهة الشرقية:

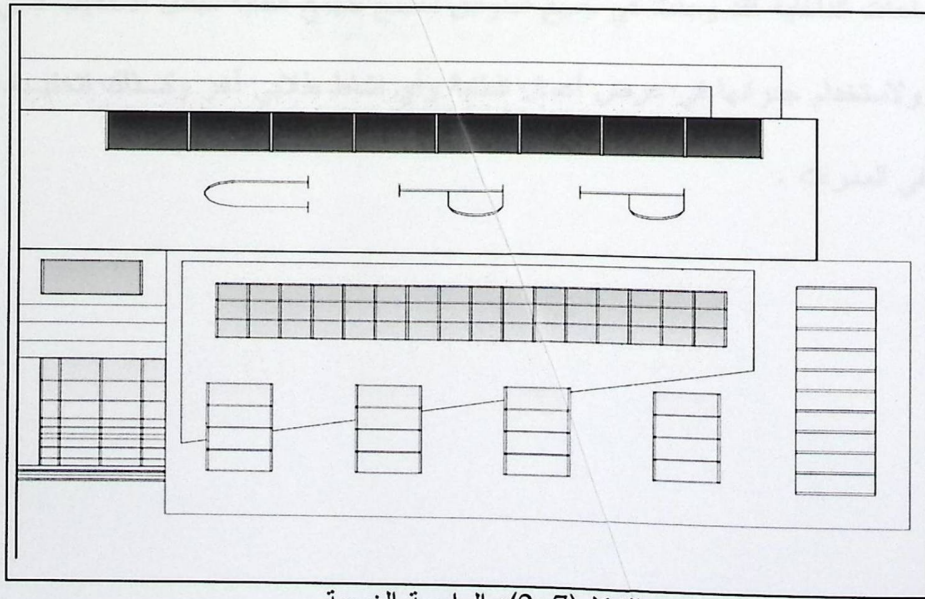
في هذه الواجهة يظهر تراجع حجم المبنى بشكل واضح، واستخدم هنا أيضا نفس نوع الحجر المستخدم في الواجهات الأخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك بشكل يعطي أفضل ترتيب للواجهة مع مراعاة التحكم بالكتل المعمارية و تنظيمها لتعطي الشكل المناسب.



الشكل (2-6): الواجهة الشرقية.

4- الواجهة الغربية:

هذه الواجهة مشابهة للواجهة الشرقية من حيث الحجم الكلي للواجهة بسبب التماثل الحجمي للمبنى من الجهتين مع ملاحظة تباعد الكتل المعمارية الخلفية عن الكتل المباشرة لعين الناظر إليها مما يعطي انطباعاً عن الامتداد الخلفي للمبنى.



الشكل (2-7): الواجهة الغربية.

(2-7) الحركة:

للوصول إلى الكفاءة المثلى للمبنى تم توفير نظام للحركة يربط أفقيا ورأسيا بين كافة عناصره وفراغاته المختلفة ولجميع الطوابق في سهوله ويسر . فبالنسبة لمحاور التوزيع الأفقية فهي تتميز بالوضوح والبساطة وسهولة الحركة من خلالها دونما لبس أو غموض سواء من ناحية التوجيه أو الربط بين عناصر وأجزاء المبنى ، أما محاور التوزيع الرأسية فهي مرتبطة بشكل جيد مع محاور التوزيع الأفقية ، واضحة وسهلة الدخول إليها بما يحقق الوصول إلى عناصر المبنى بطريقه واضحة وبأقل مساحة للسير .

لقد تم توزيع محاور الاتصال الرأسية بطريقه متوازيه تحقق الترابط الجيد بينها وبين محاور الاتصال الأفقية والتخديم الجيد على فراغات وعناصر المبنى بما يحقق السهولة في الحركة والتنقل بين كافة أرجاء المبنى وفي جميع الطوابق .

كذلك فقد روعي تصميم مداخل ومخارج السيارات في طابق التسوية بفصلها عن مداخل الطلبة والعاملين، لتحقيق عامل الأمان وتيسر حركتهم إلى عناصر المبنى المختلفة.

أما الساحات الداخلية فقد وجدت في جميع الطوابق لتسمح بتجمع الطلبة لتبادل الأحاديث في الأمور التي تهمهم ولاستخدام جدرانها في عرض أعمال الطلبة وأي نشاط طلابي آخر وكذلك لتخفيف التجمع والاحتفاظ في الممرات .

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي للمبنى الوصف الإنشائي للمبنى

(3-1) المقدمة:

بعد الانتهاء من الوصف المعماري للمبنى في الفصل الثاني، لابد من الانتقال إلى مرحلة الدراسة

(3-1) مقدمة.

الإنشائية للمبنى، وذلك من أجل الوصول إلى الهدف المنشود من المشروع وهو إعداد التصميم الإنشائي

(3-2) هدف التصميم الإنشائي.

(3-3) مراحل التصميم الإنشائي.

ويتطلب التصميم الإنشائي المشروع تحديد واختيار العناصر الإنشائية المناسبة، وتحليل وتصميم هذه

(3-4) الأحمال.

العناصر للوصول على مبنى آمن قابل للاستخدام.

(3-5) الاختبارات العملية.

(3-2) هدف التصميم الإنشائي

(3-6) العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.

إن الهدف من عملية التصميم

(3-7) البرامج المستخدمة.

الأمّن (Safety)، والكفاءة الاقتصادية (Economic)، وضمان جودة الاستعمال (Serviceability)، وهي

حدود صلاحيّة المبنى تتأخّر من حيث تجنب الهبوط الزائد (Deflection) والشقوق (Cracks) المتفرقة

لا تخرج المستخدمين، مع مراعاة الشكل والوانى الجمالية للمبنى.

وتقوم فكرة تحقيق الصلابة والمتانة الأمر على وجود مقاومة احتياطية لمواجهة الأحمال

والمؤثرات الخارجية التي قد يتعرض لها المبنى ولم تؤخذ بعين الاعتبار عند التصميم والتكليف، أما عنصر

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي للمبنى

(3-1) المقدمة:

بعد الانتهاء من الوصف المعماري للمبنى في الفصل الثاني، لابد من الانتقال إلى مرحلة الدراسة الإنشائية للمبنى، وذلك من أجل الوصول إلى الهدف المنشود من المشروع وهو إيجاد التصميم الإنشائي الملائم لكافة العناصر الإنشائية.

و يتطلب التصميم الإنشائي للمشروع تحديد واختيار العناصر الإنشائية المختلفة، وتحليل وتصميم هذه العناصر للحصول على مبنى آمن قابل للاستخدام.

(3-2) هدف التصميم الإنشائي:

إن الهدف من عملية التصميم الإنشائي هو الحصول على نظام إنشائي يحقق عوامل الأمان (Safety)، والتكلفة الاقتصادية (Economical)، وضمان كفاءة الاستخدام (Serviceability)، في حدود صلاحية المبنى للتشغيل من حيث تجنب الهبوط الزائد (Deflection) والتشققات (Cracks) المثيرة لإزعاج المستخدمين، مع مراعاة الشكل والنواحي الجمالية للمنشأ.

وتقوم فكرة تحقيق السلامة واحتياطات الأمان على وجود مقاومة احتياطية لمواجهة الأحمال والمؤثرات الطارئة التي قد يتعرض لها المنشأ ولم تؤخذ بعين الاعتبار عند التصميم والتنفيذ، أما عنصر

الاقتصاد في التكلفة فيتم تحقيقه عن طريق مواد البناء ومقاطع منخفضة التكلفة بشرط أن تفي بالأغراض الإنشائية على أكمل وجه.

عملية تحديد الأحمال الميتة والحية المؤثرة على العناصر الإنشائية، تمت باستخدام الكود الأردني، أما في تحديد أحمال الزلازل فقد تم استخدام (U.B.C) ، واستخدام الكود الأمريكي (ACI-05) في تصميم العناصر الخرسانية.

(3-3) مراحل التصميم الإنشائي:

في عملية التصميم الإنشائي لهذا المنشأ سيتم توزيع المهام إلى مرحلتين رئيسيتين:

1. المرحلة الأولى: و تتمثل في تحديد النظام الإنشائي تمثيلاً مع مواد البناء التي تم اعتمادها معمارياً للمشروع، وحجم المشروع، وتفاصيله المعمارية من مساحات وخدمات وغيرها، ثم عمل التحاليل الإنشائية الأساسية لهذا النظام، والأبعاد الأولية المتوقعة.
2. المرحلة الثانية: تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ وعناصره بشكل مفصل ودقيق وفقاً للنظام الإنشائي المختار وعمل التفاصيل الإنشائية له من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تفريد فولاذ التسليح.

(3-4) الأحمال:

يتعرض المبنى لأحمال مختلفة، يتم تحديدها بشكل دقيق، باستخدام الكودات المختلفة.

(3-4-1) الأحمال الميتة:

وهي الأحمال الدائمة التي تكون ثابتة من حيث المقدار والموقع والنتيجة عن الجاذبية الأرضية كالإتقال على مختلف أنواعها، سواء الأتقال الذاتية أو القوى الجانبية المؤثرة على المنشأ، ويدخل ضمن هذا التعريف الأوزان الذاتية للمنشأ وأوزان العناصر المرتكزة عليه بصورة مستديمة كالقواطع والحوائط والأنابيب والتمديدات الكهربائية والديكورات الخاصة وكافة أعمال التشطيب.

ويمكن حسابها من خلال تحديد أبعاد العنصر الإنشائي وكثافات المواد المكونة له ، والجدول رقم (3-1) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع.

جدول(3-1): الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

No.	Material	Specific Weight KN/m ³
1	Tile	23
2	Sand	17
3	Reinforced Concrete	25
4	Hollow Block	10
5	Plaster	22
6	Mortar	22

(3-4-2) الأحمال الحية:

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع خلال عمر المبنى، وهذه الأحمال تشمل أحمال الاستخدام الناتجة عن الأشخاص، والأثاث، والأجهزة، والمعدات، وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ، ويمكن تصنيفها إلى:

1. أحمال حية استاتيكية: والتي يمكن نقلها من مكان إلى آخر كالأثاث والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة والمواد المخزونة و الأتقال و الأشخاص مستعملي المنشأ، كما تشمل الأحمال المؤقتة التي قد يتعرض لها المنشأ أثناء مراحل التنفيذ، مثل أوزان الشدات والمعدات المستخدمة، وهذه الأحمال تؤخذ بعين الاعتبار عند تصميم السقائل والطوبار وغيرها من المنشآت المؤقتة الخاصة بالمشروع.

2. أحمال ديناميكية: تؤخذ بعين الاعتبار في حالة وجودها.

إن عملية حساب مقدار واتجاه الحمل الحي معقد للغاية، وعادة يؤخذ مقدارها من جداول خاصة في الكودات المختلفة، والجدول (2-3) يبين الأحمال الحية في المشروع والمحددة بالرجوع إلى الكود الأردني.

جدول(2-3): الأحمال الحية لعناصر المبنى

NO.	Type of Area	Live Loads (KN/m ²)
1	Lecture halls	5
2	Roof (including snow loads)	2
3	Cafeteria	5
4	Stairs	5
5	Corridors	4
6	Laboratories	3
7	Ateliers	5
8	Offices	2
9	Work Shops	5
10	Elevator	10

(3-4-3) الأحمال البيئية:

وتشمل أحمال الثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة، وهي تختلف في المقدار والاتجاه من منطقة لأخرى، و تعتبر جزء من الأحمال الحية وتوضحها كما يلي:

(3-4-3-1) أحمال الرياح:

هي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط ، وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن أو ما ينوب عنها من وحدات لقياس القوى، كما وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على سرعتها وارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة، والعديد من العوامل الأخرى. هذا وتصمم جدران القص لمقاومة أحمال الرياح بناءً على سرعة الرياح القصوى اعتماداً على الكود الأردني كما هو واضح من الحسابات التالية:

$$V_z = V \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

$$V=35\text{m/s}$$

$$S_1=1.1$$

$$S_2=0.99$$

$$S_3=1.05$$

$$\Rightarrow V_z = 35 \times 1.1 \times 0.99 \times 1.05 = 36.38 \text{ m/s}$$

$$q = 0.613 (V_z)^2$$

$$q = 0.613 (36.38)^2 = 811.31 \text{ N/m}^2$$

$$p = C_{genaral} \times q$$

$$p = C_e \cdot q$$

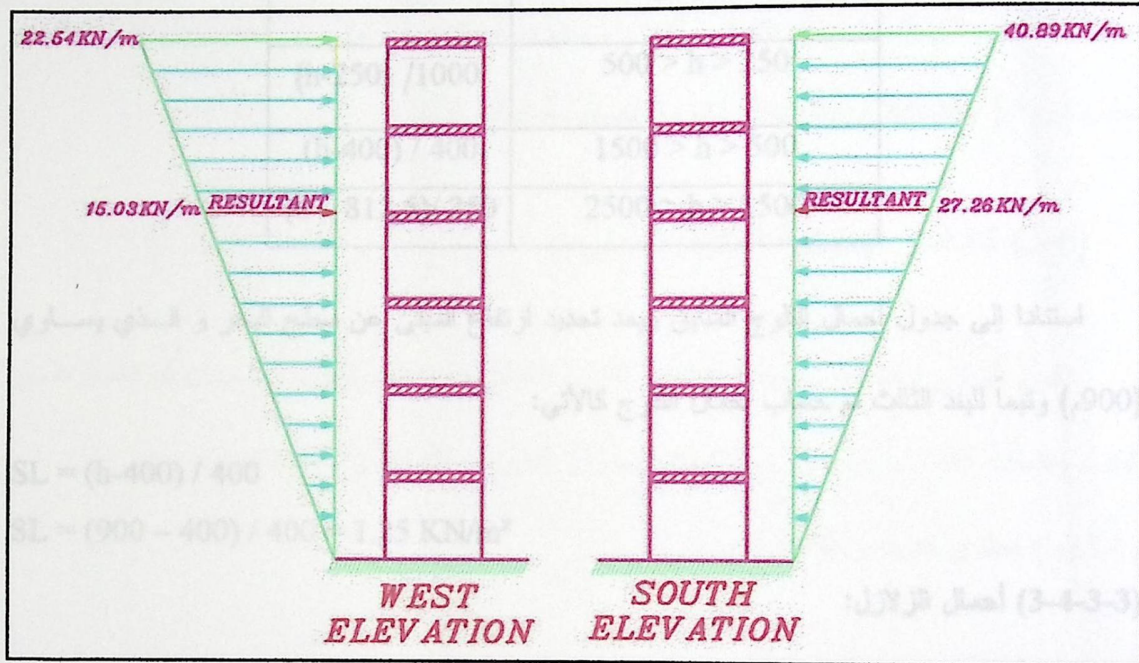
$$P = (C_e - C_i)q$$

$$C_e = -0.25$$

$$C_i = -1.0$$

$$p = -0.25 \times 811.31 = -202.83 \text{ N/m}^2$$

$$P = (-0.25 + 1) \times 811.31 = 608.5 \text{ N/m}^2$$



الشكل (3-1): أحمال الرياح.

(3-4-3-2) أحمال الثلوج:

تعتمد أحمال الثلوج على ارتفاع المنطقة عن سطح البحر، وعلى شكل السقف. ويتم تحديدها باستخدام كودات البناء المختلفة من خلال جداول تأخذ ارتفاع المنشأ عن سطح البحر أو/و زاوية ميل السقف كأساس لتحديد قيمة القوى التي تؤثر بها على المنشأ.

و الجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر مأخوذاً من كود البناء

الأردني.

جدول (3-3): أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

أحمال الثلوج (kN/m ²)	علو المنشأ عن سطح البحر (h) (m)
0	250 > h
(h-250) / 1000	500 > h > 250
(h-400) / 400	1500 > h > 500
(h - 812.5) / 250	2500 > h > 1500

استناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر و الذي يساوي

(900م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالآتي:

$$SL = (h-400) / 400$$

$$SL = (900 - 400) / 400 = 1.25 \text{ KN/m}^2$$

(3-4-3-3) أحمال الزلازل:

تنتج الزلازل عن اهتزازات أفقية ورأسية بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية ، تنتج

عنها قوى قص تؤثر على المنشأ، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار عند التصميم وذلك لضمان

مقاومة المبنى للزلازل في حال حدثت وبالتالي التقليل من الأضرار المحتملة نتيجة حدوث الزلازل.

وسيتم مقاومتها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بناءً على الحسابات

الإنشائية لها.

(3-5) الاختبارات العملية:

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

(3-6) العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

تتكون المباني عادةً من مجموعة عناصر إنشائية تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء، وتشمل: العقود، والجسور، والأعمدة، وجدران القص، والأدراج، والأساسات. والمشروع يحتوي العناصر التالية:

(3-6-1) العقود:

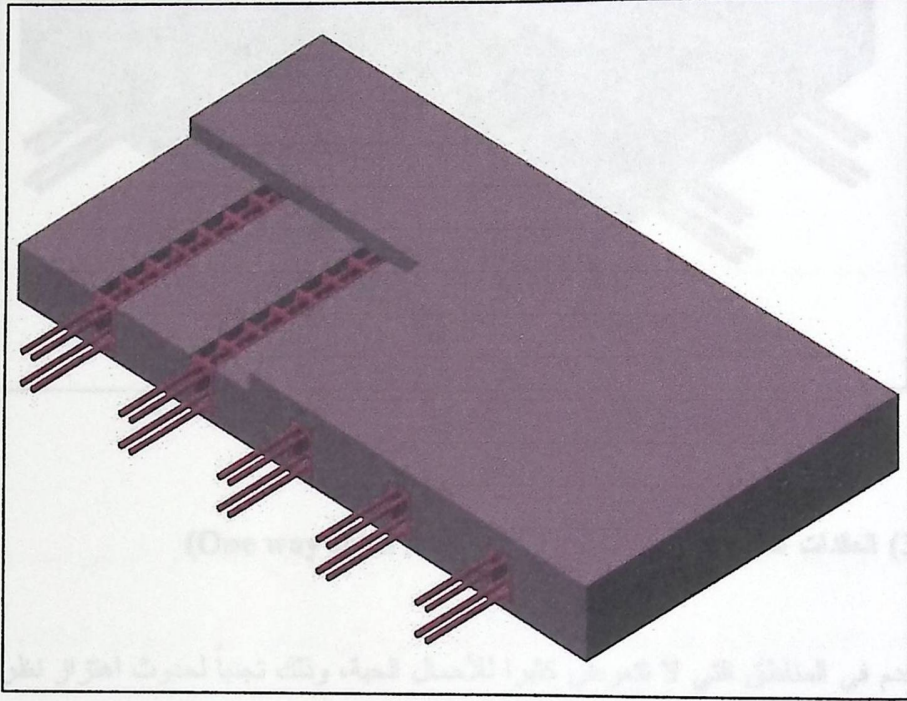
نظراً لوجود العديد من الفعاليات المختلفة في المبنى ومراعاةً للمتطلبات المعمارية فإنه سيتم استخدام

أنواع العقود التالية في المشروع:

1. عقود العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
2. عقود العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).
3. العقود المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab).
4. العقود المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab).

(3-6-1-1) عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab)

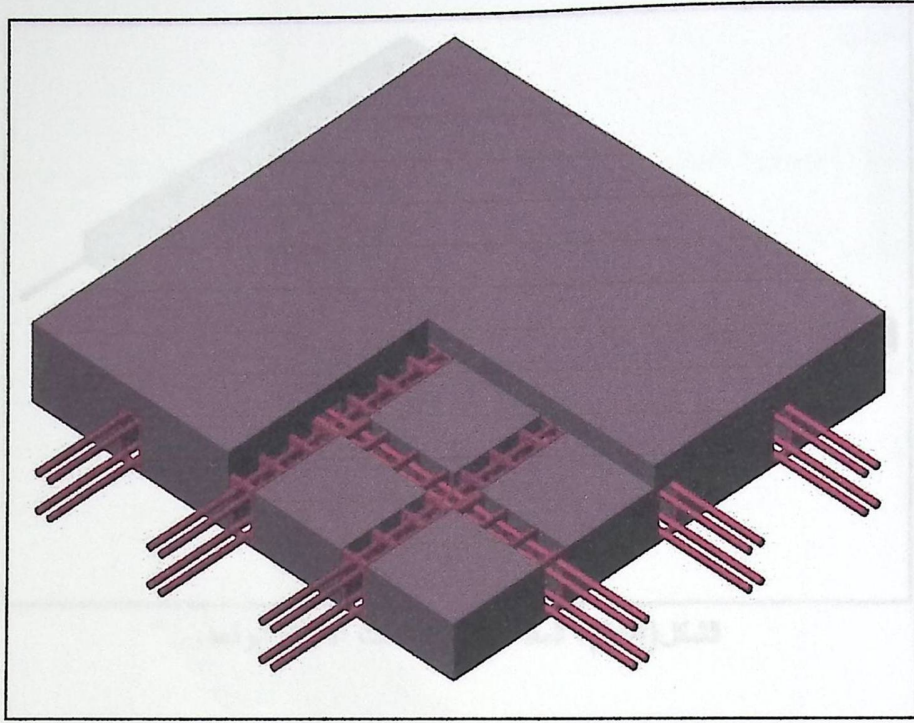
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليه العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3-1).



الشكل (3-2): العقدة ذات العصب باتجاه واحد.

(3-6-1-2) عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slabs)

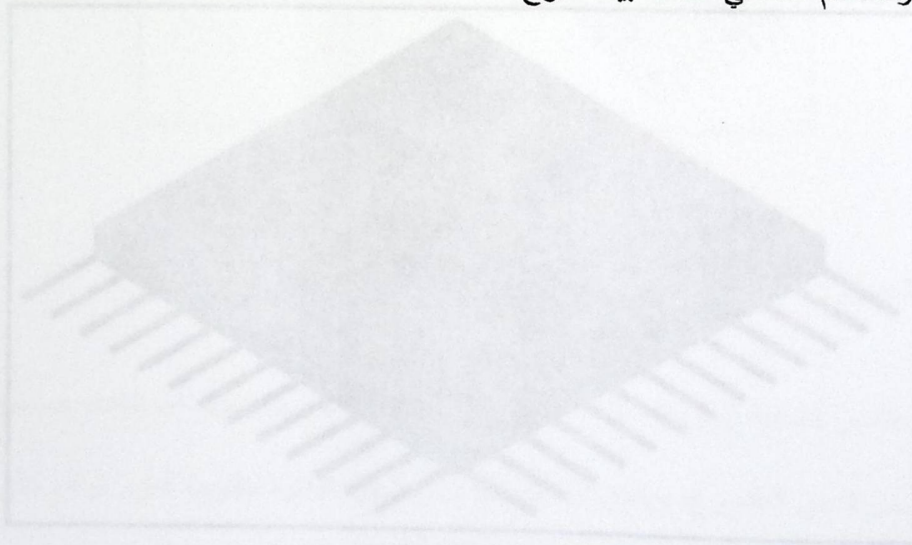
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها أخذ وحدة التكرار طوبتين وعصب في الاتجاهين، ويعتبر هذا النوع الأكثر استخداماً في هذا المشروع.



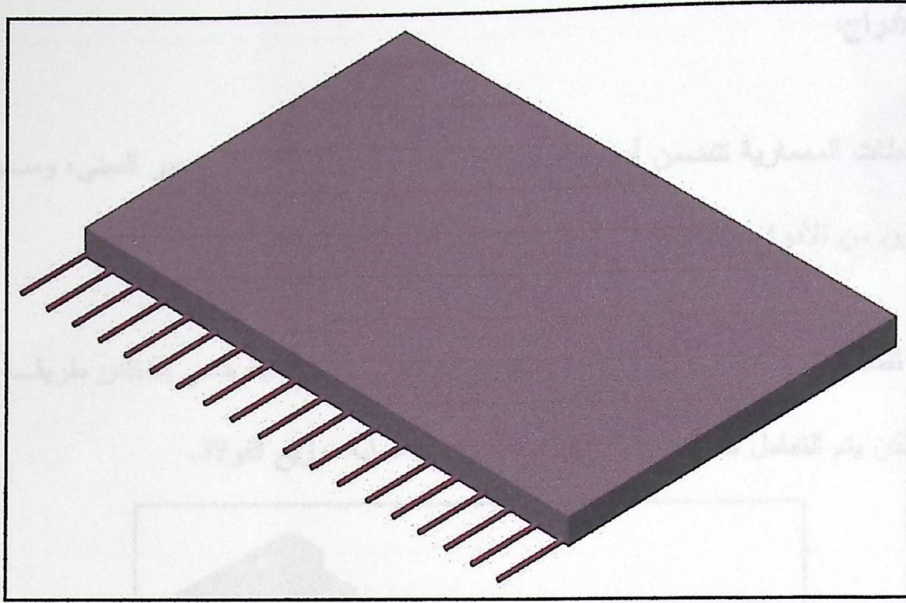
الشكل (3-3): العقدة ذات العصب باتجاهين.

(3-6-1-3) العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab)

تستخدم في المناطق التي لا تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظراً للسماعة المنخفضة، وتستخدم عادة في عقدات بيت الدرج.



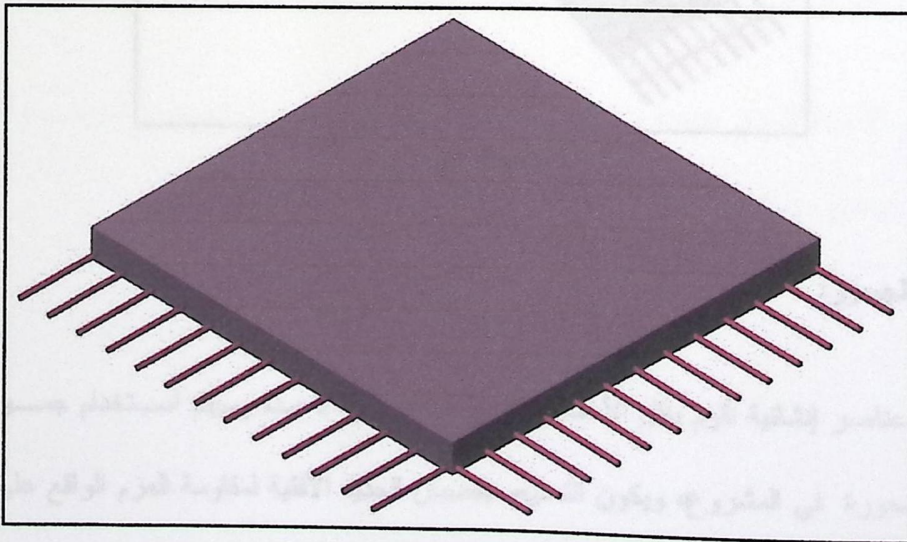
الشكل (3-5): العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد.



الشكل (3-4): العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

(3-6-1-4) العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab)

تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة على بيت الدرج أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات وذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع الفولاذ الرئيسي فيها في اتجاهين.

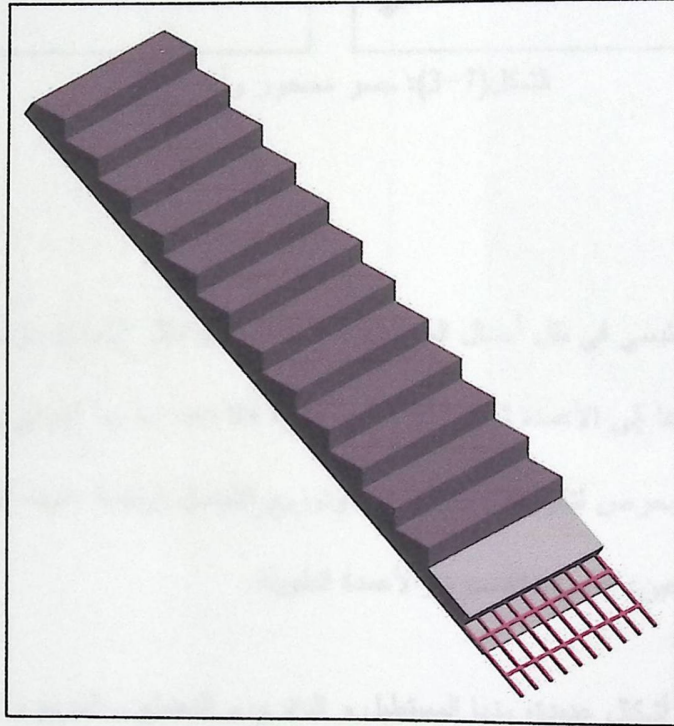


الشكل (3-5): العقدة المصمتة ذات الاتجاهين.

(3-6-2) الأدرج:

المخططات المعمارية تتضمن أدرج لتحقيق الانتقال الرأسى أو الشاقولي عبر المبنى، وسوف يتم تصميم نوعين من الأدرج إنشائياً.

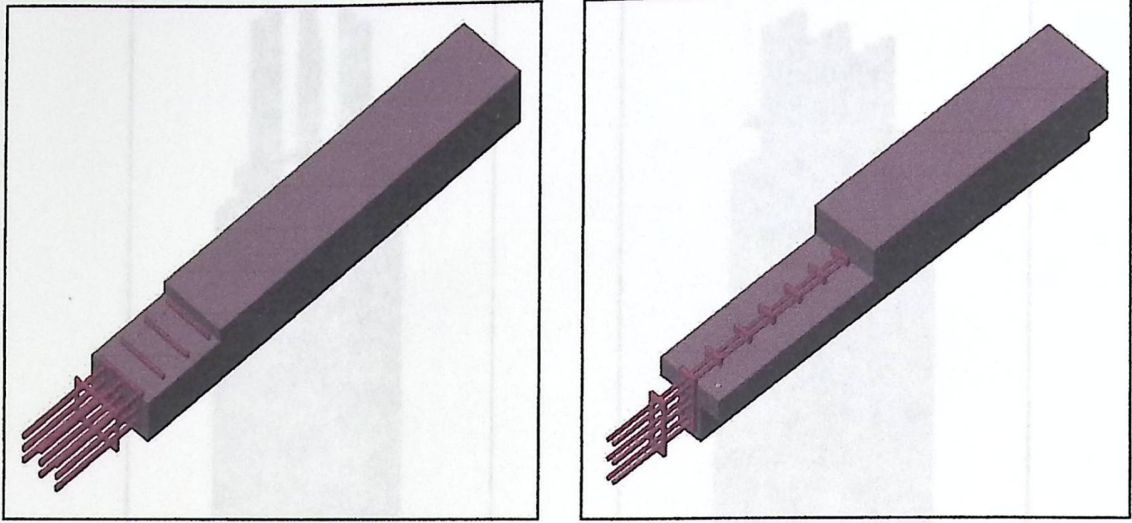
و يتم تصميمها بطريقتين: الأولى وهي كما تصمم العقدات و الثانية هي بنفس طريقة تصميم الجسور، ولكن يتم التعامل معها بشكل مختلف، خاصة في عملية توزيع الفولاذ.



الشكل (3-6): الدرج.

(3-6-3) الجسور:

وهي عناصر إنشائية تقوم بنقل الأحمال من الأعصاب إلى الأعمدة وسيتم استخدام جسور مدلاة وجسور مسحورة في المشروع، ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر وبالكانات لمقاومة قوى القص.



الشكل (3-7): جسر مسحور وآخر مدلى.

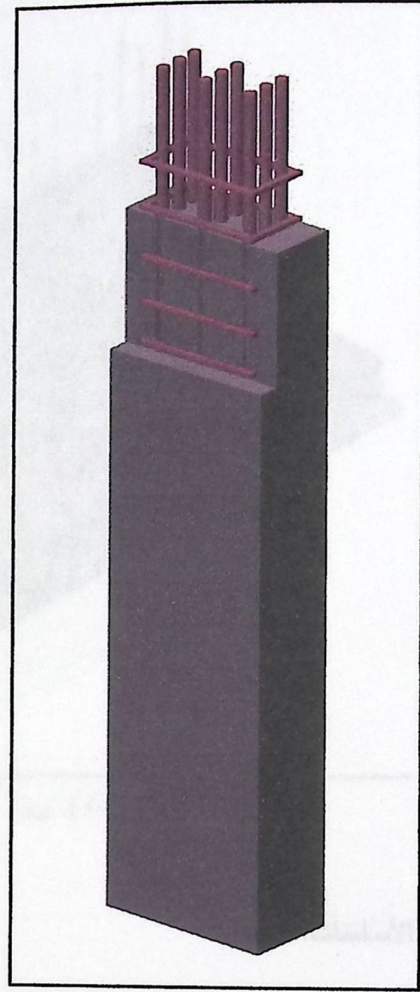
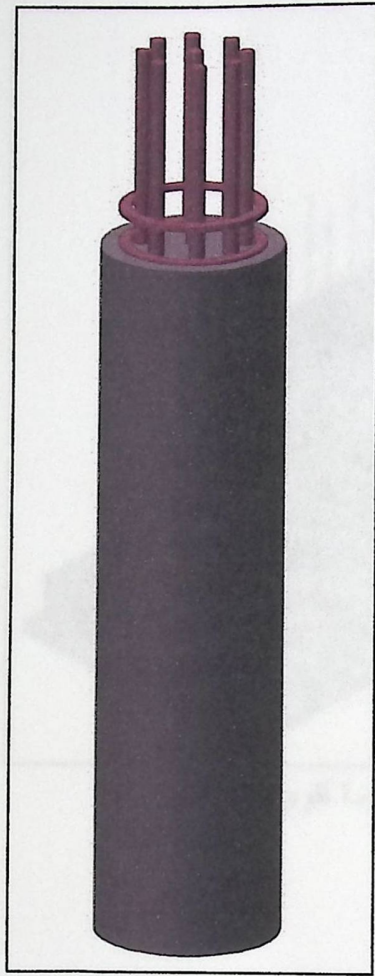
(3-6-4) الأعمدة:

هي العنصر الرئيسي في نقل أحمال المبنى إلى الأساسات، إذ تنقل الأحمال من العقدة إلى الجسور وتقلها الجسور بدورها إلى الأعمدة ثم إلى أساسات المبنى، فالأعمدة عنصر إنشائي رئيسي في المبنى، لذلك يجب تصميمها بحرص لتكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها، أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين: الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة.

(3-6-5) جدران القص:

لمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل و الدائري و المضلع و المربع و المركب، والمشروع يحتوي على نوعين من الأعمدة هما المستطيلة و الدائرية.

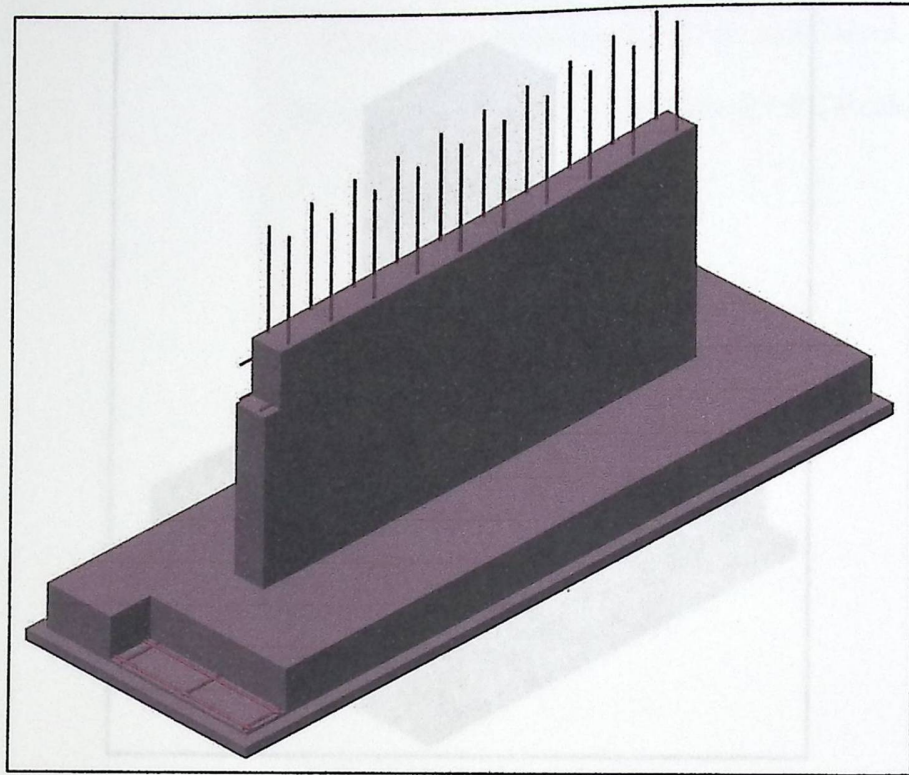
الأوزان الرأسية إضافة إلى مقاومة قوى القص الأفقية التي قد يتعرض لها أثناء هبوب الرياح و الزلازل و الرياح، ووزن تورفا في التمانين مكالمن، وقد تم إضافة مال عند الجدران في أماكن مختلفة من المبنى بناء على حسابات الزلازل.



الشكل (3-8): يبين أنواع الأعمدة المستخدمة.

(3-6-5) جدران القص:

تتمثل جدران القص بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، التي تبدأ من أساسات المبنى، و تتقلل الأوزان الرأسية إضافة إلى مقاومة قوى القص الأفقية التي قد يتعرض لها المنشأ نتيجة لأحمال الزلازل والرياح، ويراعى توفرها في اتجاهين متعامدين، وقد تم إضافة مثل هذه الجدران في أماكن مختلفة من المبنى بناءً على حسابات الزلازل.



الشكل (3-9): يبين جدار المقاومة لقوى القص.

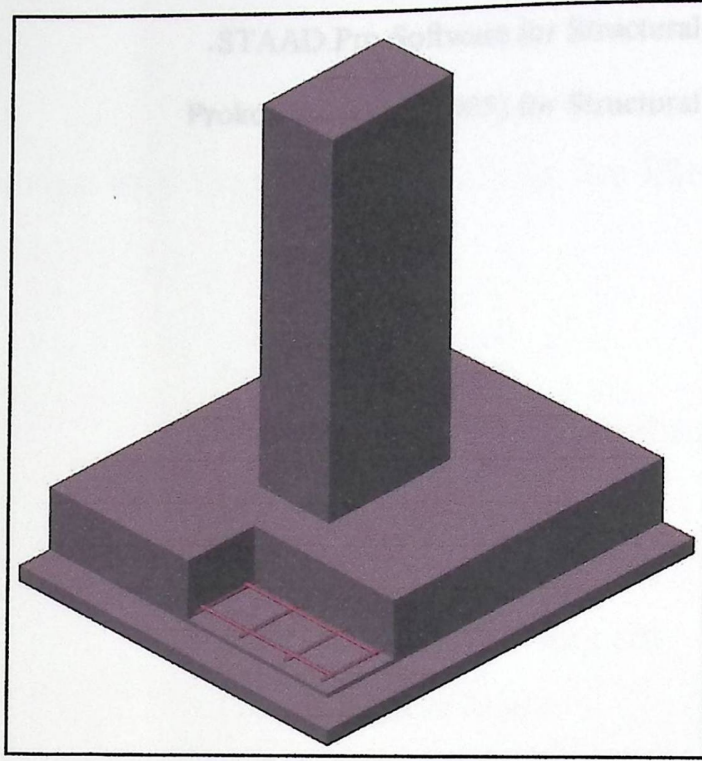
(3-6-6) الأساسات:

بالرغم من أن الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى، حيث تقوم الأساسات بنقل الأحمال من الأعمدة والجدران الحاملة إلى التربة، وقد تكون أساسات منفصلة أو مزدوجة أو أساسات شريطية.

وسوف يتم استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعاً لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة

على كل أساس.

وقد تم اعتماد قوة تحمل التربة (5.0) كغم/سم² لمنطقة المشروع.



الشكل (3-10): أساس منفرد.

(3-6-7) الجدران الإستنادية:

نظراً لاختلاف منسوب قطعة الأرض، فإنه يوجد جزء من المشروع تحت منسوب سطح الأرض وهو موجود في طابق التسوية لذلك يفترض استخدام جدار استنادي، وتم عمل التصميم الإنشائي له بشكل مفصل وفقاً للمعايير التي يحددها الكود الأمريكي.

(3-7) برامج الحاسوب التي تم استخدامها:

1. AutoCAD (2006) for Structural and Architectural Drawings .
2. Microsoft Office (2007) For Text Edition .
3. Atir Software for Structural Calculations .

.STAAD.Pro Software for Structural Calculations .4

Prokon Software (2005) for Structural Calculations .5

Design and Structural Analysis for Elements

(4.1) Introduction

(4.2) Slabs thickness calculation

(4.3) Design of slabs

(4.4) Design of one way rib

(4.5) Design of two way rib

(4.6) Design of beam

(4.7) Design of Tied Column

(4.8) Design of Circular Column

(4.9) Design of Basement Wall

(4.10) Design of Isolated Foundation

(4.11) Design of Strip Foundation

(4.12) Design of Combined Foundation

(4.13) Design of Mat Foundation

(4.12) Design of Stairs

(4.12) Design of Shear Wall

Chapter Four

Design and Structural Analysis for Elements

(4.1) Introduction:

(4.1) Introduction

(4.2) Slabs thickness calculation

(4.3) Design of slabs

(4.4) Design of one way rib

(4.5) Design of two way rib

(4.6) Design of beam

(4.7) Design of Tied Column

(4.8) Design of Circular Column

(4.9) Design of Basement Wall

(4.10) Design of Isolated Foundation

(4.11) Design of Strip Foundation

(4.12) Design of Combined Foundation

(4.13) Design of Mat Foundation

(4.12) Design of Stairs

(4.12) Design of Shear Wall

Chapter Four

Design and Structural Analysis for Elements

(4.1) Introduction:

Reinforced concrete, also called ferroconcrete in some countries, is concrete in which reinforcement bars or fibers have been incorporated to strengthen a material that would otherwise be brittle.

Concrete is reinforced to give it extra tensile strength; without reinforcement, many concrete buildings would not have been possible.

Reinforced concrete can encompass many types of structures and components, including slabs, walls, beams, columns, foundations, frames and more.

Much of the focus on reinforcing concrete is placed on floor systems. Designing and implementing the most efficient floor system is key to creating optimal building structures. Small changes in the design of a floor system can have significant impact on material costs, construction schedule, ultimate strength, operating costs, occupancy levels and end use of a building.

If a material with high strength in tension, such as steel, is placed in concrete, then the composite material, reinforced concrete, resists compression but also bending, and other direct tensile actions. A reinforced concrete section where the concrete resists the compression and steel resists the tension can be made into almost any shape and size for the construction industry.

In this chapter we will describe the structural analysis and design of all structural elements such as: slabs, ribs, beams, columns, footing, etc.

The design and construction of reinforced concrete building is controlled by the building code requirements for structural concrete (ACI 318-05) of the American Concrete Institute.

NOTE:

$F_c = 30 \text{ MPa}$ for circular section but for rectangular ($F_c' = 24 \text{ MPa}$)

(4.2) Slabs thickness calculation:

(4.2.1) Thickness of one-way slab:

$$\begin{aligned} \text{Min } h \text{ for one-end continuous} &= L/18.5 \\ &= 625/18.5 = 33.78 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Min } h \text{ for both-end continuous} &= L/21 \\ &= 711/21 = 33.85 \text{ cm} \end{aligned}$$

We selected $h = 35 \text{ cm}$.

(4.2.2) thickness of two-way slab:

$$\text{Min } h = \frac{L_n \times \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)} \quad ; 0.2 < \alpha_m < 2$$

And h must not less than 12cm..... (ACI- 9.5.3.3)

$$\text{Min } h = \frac{L_n \times \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta} \quad ; 2 < \alpha_m$$

And h must not less than 9cm..... (ACI- 9.5.3.3)

Assume minimum thickness of two-way ribbed slab is 35cm.

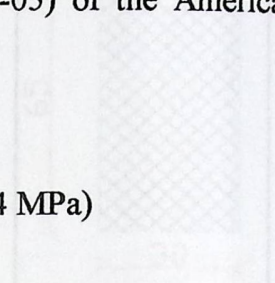


Fig. (4.1) Beam (9)

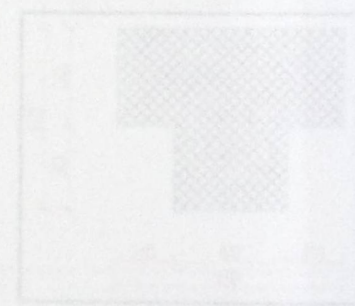


Fig. (4.2) Beam(6)

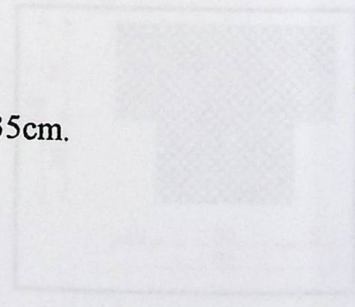


Fig. (4.3) Beam(10)

• **For Beam (9):**

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

$$\bar{Y} = \frac{(0.3)(0.65)(0.325)}{(0.3)(0.65)}$$

$$\bar{Y} = 0.325m = 32.5cm$$

$$I_b = \frac{\sum bh^3}{3}$$

$$I_b = \frac{2 \times (0.3)(0.325)^3}{3}$$

$$I_b = 0.0069m^4$$

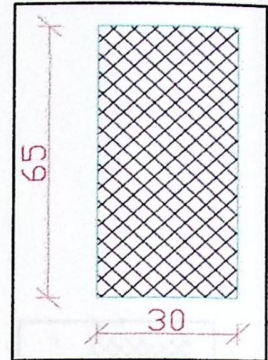


Fig. (4.1): Beam (9)

• **For Beam (6):**

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

$$\bar{Y} = \frac{(2)(0.2)(0.35)(0.175) + (0.4)(0.65)(0.325)}{(2)(0.2)(0.35) + (0.4)(0.65)}$$

$$\bar{Y} = 0.27m = 27cm$$

$$I_b = \frac{\sum bh^3}{3}$$

$$I_b = \frac{(0.8)(0.27)^3}{3} + \frac{(0.4)(0.38)^3}{3} + \frac{(2)(0.2)(0.08)^3}{3}$$

$$I_b = 0.013m^4$$

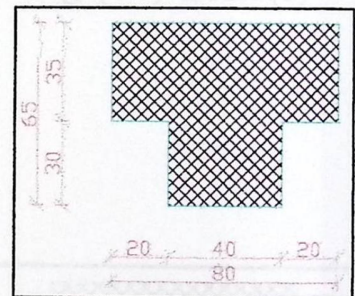


Fig. (4.2): Beam(6)

• **For Beam (10):**

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

$$\bar{Y} = \frac{(2)(0.15)(0.35)(0.175) + (0.5)(0.65)(0.325)}{(2)(0.15)(0.35) + (0.5)(0.65)}$$

$$\bar{Y} = 0.293m = 29.3cm$$

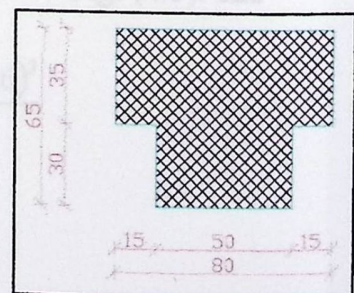


Fig. (4.3): Beam(10)

$$I_b = \frac{\sum bh^3}{3}$$

$$I_b = \frac{(0.8)(0.293)^3}{3} + \frac{(0.5)(0.357)^3}{3} + \frac{(2)(0.15)(0.057)^3}{3}$$

$$I_b = 0.014m^4$$

• **For Beam (5):**

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

$$\bar{Y} = \frac{(0.3)(0.85)(0.425)}{(0.3)(0.85)}$$

$$\bar{Y} = 0.425m = 42.5cm$$

$$I_b = \frac{\sum bh^3}{3}$$

$$I_b = \frac{2 \times (0.3)(0.425)^3}{3}$$

$$I_b = 0.015m^4$$



Fig. (4.4): Beam (5)

• **For the Slab:**

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

$$\bar{Y} = \frac{(2)(0.2)(0.08)(0.04) + (0.15)(0.35)(0.175)}{(2)(0.2)(0.08) + (0.15)(0.35)}$$

$$\bar{Y} = 0.125m = 12.4cm$$

$$I_s = \frac{(0.55)(0.124)^3}{3} - \frac{(0.55 - 0.15)(0.044)^3}{3} + \frac{(0.15)(0.226)^3}{3}$$

$$I_s = 9.15 \times 10^{-4} m^4$$

$$I_s = \frac{9.15 \times 10^{-4}}{0.55} \times 5.13 = 8.534 \times 10^{-3} m^4$$

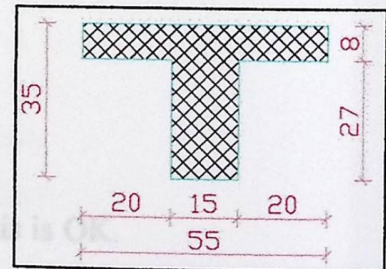


Fig. (4.5): Rib

$$\alpha = \frac{I_b}{I_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{0.0069}{8.534 \times 10^{-3}} = 0.805$$

$$\alpha_2 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{0.013}{8.534 \times 10^{-3}} = 1.52$$

$$\alpha_3 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{0.014}{8.534 \times 10^{-3}} = 1.64$$

$$\alpha_4 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{0.015}{8.534 \times 10^{-3}} = 1.76$$

$$\alpha_m = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4}{4} = \frac{0.805 + 1.52 + 1.64 + 1.76}{4} = 1.43$$

$$\alpha_m < 2 \Rightarrow 1.43 < 2$$

$$\Rightarrow \text{Min } h = \frac{Ln \times \left(0.8 + \frac{fy}{1500} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)}$$

$$\beta = \frac{L_a}{L_b} = \frac{8.7}{8.06} = 1.079$$

$$h_{\min} = \frac{8.7 \times \left(0.8 + \frac{400}{1500} \right)}{36 + 5 \times 1.079(1.43 - 0.2)} = 0.217m = 21.7cm$$

Use an overall depth of 35 cm (27 cm block). \Rightarrow This is OK.

(4.3) Design of slabs:

(4.3.1) Calculation of dead load and live load for one way rib slab:

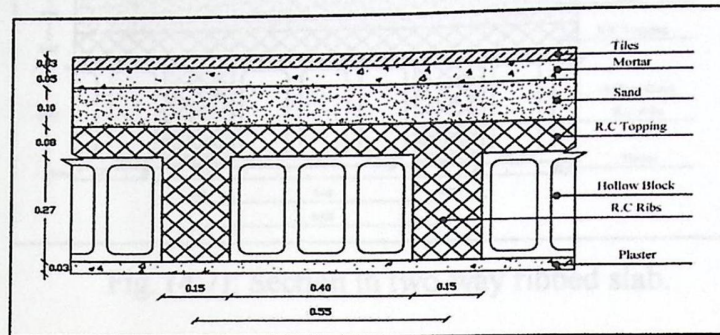


Fig. (4.6): Section in one-way ribbed slab.

1. Tiles = $(0.55) (0.03) (23) = 0.38 \text{ kN/unit}$
2. Mortar = $(0.55) (0.05) (22) = 0.605 \text{ kN/unit}$
3. Sand = $(0.55) (0.10) (17) = 0.935 \text{ kN/unit}$
4. Topping = $(0.55) (0.08) (25) = 1.1 \text{ kN/unit}$
5. Block = $(0.4) (0.27) (10) = 1.08 \text{ kN/unit}$
6. Rib = $(0.15) (0.27) (25) = 1.01 \text{ kN/unit}$
7. Plaster = $(0.55) (0.03) (22) = 0.363 \text{ kN/unit}$

Total dead load for one way rib = 5.47 kN/unit.

Total live load for one way rib = $5 * 0.55 = 2.75 \text{ kN/unit}$.

Total dead load for one way rib = $5.47 / 0.55 = 9.95 \text{ kN/m}^2$.

Total live load for one way rib = 5 kN/m^2 .

Factor load From ACI code the equation tell that:

$$DL = 1.2 (5.47) = 6.56 \text{ KN/unit rib.}$$

$$LL = 1.6 (2.75) = 4.4 \text{ KN/ unit rib.}$$

$$qu = 1.2 DL + 1.6 LL = 6.56 + 4.4 = 10.96 \text{ KN/ unit rib}$$

$$qu = 1.2 DL + 1.6 LL.$$

$$qu = 1.2 (9.95) + 1.6 (5) = 19.94 \text{ KN/m}^2.$$

(4.3.2) Calculation of dead load and live load for two way rib slab:

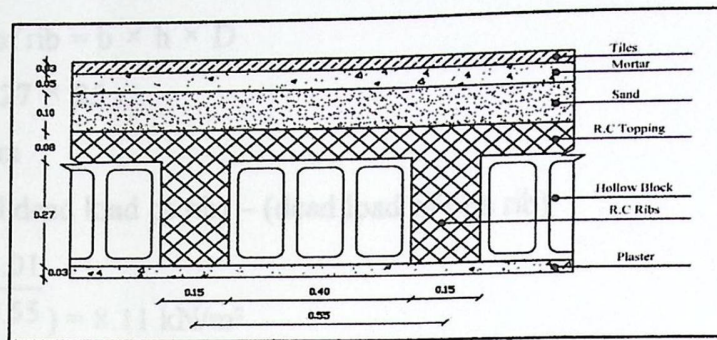


Fig. (4.7): Section in two-way ribbed slab.

1. Tiles = $(0.55) (0.55) (0.03) (23) = 0.208 \text{ kN/unit}$
2. Mortar = $(0.55) (0.55) (0.05) (22) = 0.332 \text{ kN/unit}$
3. Sand = $(0.55) (0.55) (0.10) (17) = 0.514 \text{ kN/unit}$
4. Topping = $(0.55) (0.55) (0.08) (25) = 0.605 \text{ kN/unit}$
5. Block = $(0.4) (0.4) (0.27) (10) = 0.432 \text{ kN/unit}$
6. Rib = $(0.15)(1.1) (0.27) (25) = 1.113 \text{ KN/unit}$
7. Plaster = $(0.52) (0.52) (0.03) (22) = 0.2 \text{ kN/unit}$

Total dead load for two way rib = 3.40 KN/unit.

Total live load for two way rib = $5 \times 0.552 = 1.51 \text{ KN/unit}$

Total dead load for two way rib = 11.24 KN/m².

Total live load for two way rib = 5 KN/m².

Factor load From ACI code the equation tell that:

$$DL = 1.2 (3.4) = 4.08 \text{ kN/unit rib.}$$

$$LL = 1.6 (1.51) = 2.42 \text{ kN/unit rib.}$$

From ACI code

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

$$q_u = 4.08 + 2.42 = 6.5 \text{ KN/m.}$$

$$q_u = 1.2 (11.24) + 1.6 (5) = 21.49 \text{ KN/ m}^2.$$

(4.3.3) Design of topping for one way ribbed slabs :

$$\text{Dead load of rib} = b \times h \times D$$

$$= 0.15 \times 0.27 \times 25$$

$$= 1.01 \text{ KN/m}$$

$$\text{DL} = (\text{Total dead load of rib}) - (\text{dead load of one rib})$$

$$= \left(\frac{5.47}{0.55} - \frac{1.01}{0.55} \right) = 8.11 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{LL} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 1.2 (\text{DL}) + 1.6 (\text{LL})$$

$$= 1.2 (8.11) + 1.6 (5)$$

$$= 17.73 \text{ KN/m}^2$$

→ For a one meter strip $q_u = 17.73 \text{ KN/ m}$

(4.3.4) Calculate of ultimate moment (one-way):

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{17.73 \times (0.4)^2}{12} = 0.24 \text{ KN.m}$$

From the ACI code:

$$Mn = f_{ct} \times S$$

$$S = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{100 \times (8)^2}{6} = 1066.67 \text{ cm}^3$$

$$f_{ct} = 0.42 \sqrt{f_c}$$

$$f_{ct} = 0.42 \sqrt{24} = 2.06 \text{ MPa}$$

$$Mn = 0.55 \times F_{ct} \times S$$

$$Mn = 0.55 \times 2.036 \times 1066.67 \times 10^{-3} = 1.21 \text{ KN.m} > 0.23$$

So the topping is plain concrete.

shrinkage and temperature reinforcement is required according to ACI(318)-05 code:

According to ACI-code..... (7.12.2.1):

When $f_y < 420 \Rightarrow \rho = 0.0018$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \times b \times h$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \times 100 \times 8 = 1.44 \text{ cm}^2$$

Select 1 $\Phi 8 / 20 \text{ cm}$ (5 $\Phi 8 / 1 \text{ m}$) $A_{s_{provided}} = 2.00 \text{ cm}^2 / 1 \text{ m}$ in both directions.

(4.4) Design of one way rib (#8) at Ground Floor:

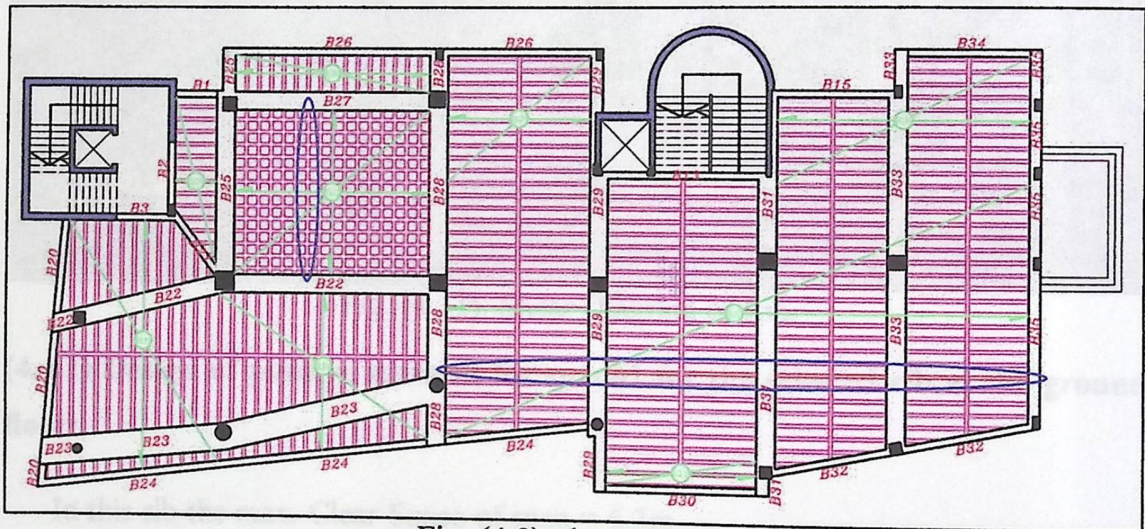


Fig. (4.8): the selected rib.

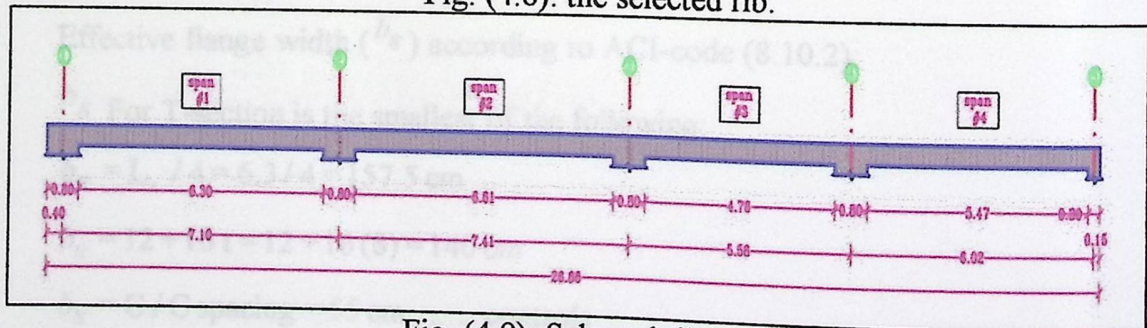
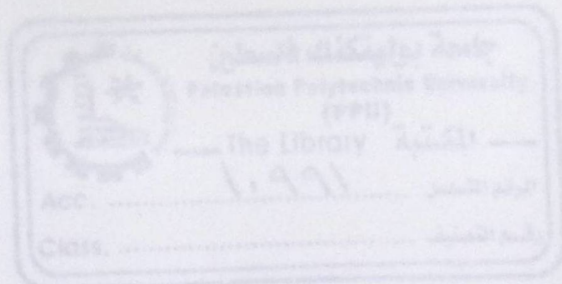


Fig. (4.9): Selected rib spans.

The M_u max. Positive for all spans = 44.7 KN.m

$$M_u = 44.7 / 0.9 = 49.67 \text{ KN.m}$$



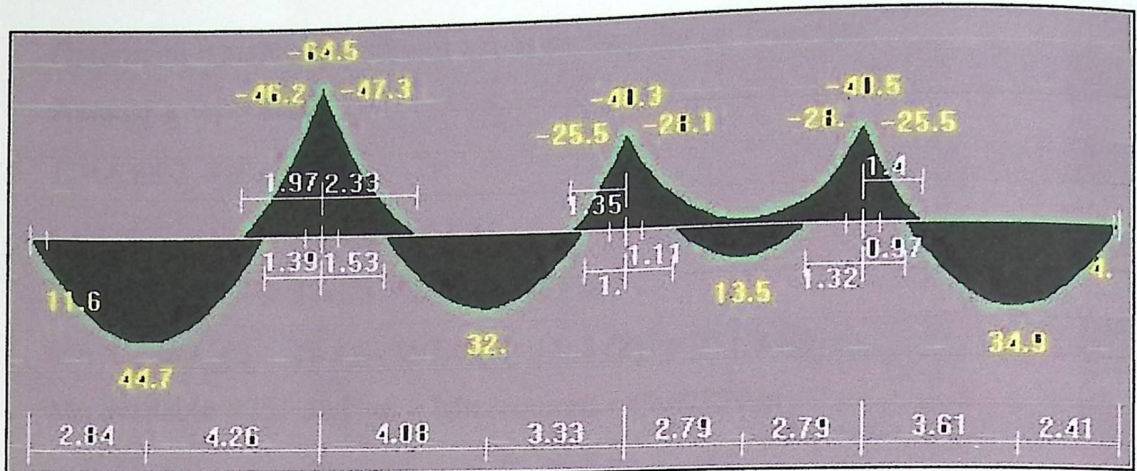


Fig. (4.10): Moment Diagram of Rib.

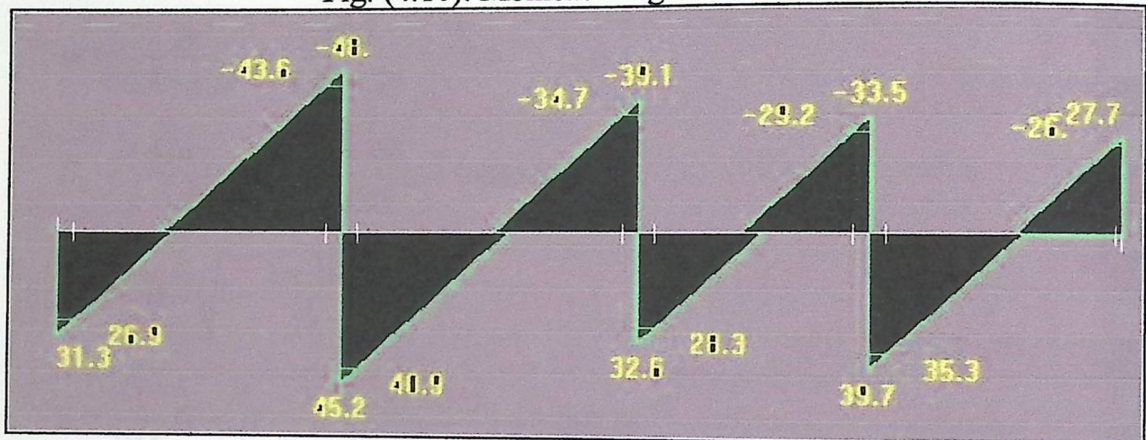


Fig. (4.11): Shear Diagram of Rib.

(4.4.1) Design of positive moment for span#1 for the selected rib at the ground floor:

In this rib the max. Clear Space of span = 6.3m.

Effective flange width (b_E) according to ACI-code (8.10.2):

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

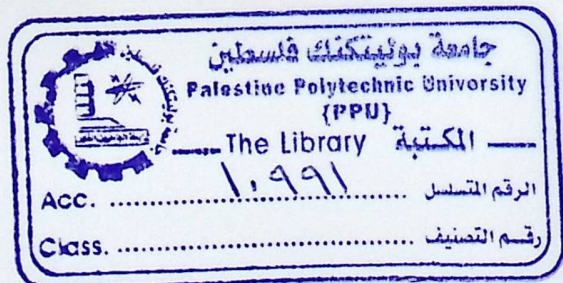
$$b_E = L_c / 4 = 6.3 / 4 = 157.5 \text{ cm}$$

$$b_E = 12 + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 \text{ cm}$$

$$b_E = C / C \text{ spacing} = 55 \text{ cm} \dots \dots \text{controls}$$

Use M_u max. Positive for all spans = 44.7 KN.m

$$M_n = 44.7 / 0.9 = 49.67 \text{ KN.m}$$



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

Assume $a = t = 8\text{ cm}$

$$C = 0.85 f'_c \times a \times b_E$$

$$C = 0.85 (24) (8) (55) = 897.6 \text{ KN}$$

$$d = h - \text{cover} - \Phi/2 = 35 - 2 - 2/2 = 32 \text{ cm}$$

$$M_n = T \text{ or } C (d - 0.5 a) = 897.6 (32 - 0.5 (8)) = 251.3 \text{ KN.m}$$

$$M_n \text{ available} = 251.3 \text{ KN.m} > M_n \text{ required} = 49.67 \text{ KN.m}$$

Then design as a rectangular with $b_E = 55 \text{ cm}$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{49.67 \times 10^6}{550 \times (320)^2} = 0.88 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(1.053)}{400}} \right) = 0.00225$$

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$A_s = 0.00225 \times 55 \times 32 = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \dots \dots \dots (ACI - 10.5.1)$$

$$A_{s_{\min}} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(400)} (15)(32) \geq \frac{1.4}{400} (15)(32)$$

$$A_{s_{\min}} = 1.47 < 1.68 \dots \dots \dots \text{the larger control}$$

$$A_{s_{\min}} = 1.68 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{s_{\min}} \dots \dots \dots \text{ok}$$

So select 2Φ16

$$A_{s_{\text{provided}}} = 4.02 \text{ cm}^2$$

ACI check for reinforcement:

$$T=C$$

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

$$4.02 \times 100 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 550 \times a$$

$$a = 14.33 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{14.33}{0.85} = 16.86 \text{ mm}$$

$$\frac{\epsilon_s}{320 - 16.86} = \frac{0.003}{16.86}$$

$$\Rightarrow \epsilon_s = 0.054 > 0.005$$

And not less than 0.004

Ok Singly reinforcement is required.

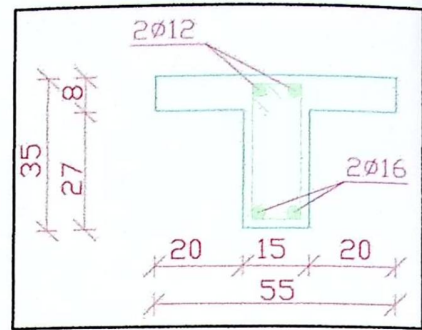


Fig. (4.12): Cross Section for Rib where positive moment is applied

(4.4.2) Design of negative moment for support #2 for the selected rib at the ground floor:

Maximum negative moment is $M_u = 47.3 \text{ kN.m}$

$$M_n = 47.3 / 0.9 = 52.55 \text{ KN.m}$$

$$d = h - c - \Phi/2$$

$$= 35 - 2 - 2/2$$

$$= 32 \text{ cm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{52.55 \times 10^6}{150 \times (320)^2} = 3.42 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(3.42)}{400}} \right) = 0.0094$$

$$A_s = (0.0094) (15) (32) = 4.52 \text{ cm}^2$$

According to ACI-code (10.5.1):

$$A_{s_{\min}} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(400)} (15)(32) \geq \frac{1.4}{400} (15)(32)$$

$$A_{s_{\min}} = 1.47 < 1.68 \dots \dots \dots \text{the larger controls}$$

$$A_{s_{\min}} = 1.68 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{s_{\min}} \dots \dots \dots \text{ok}$$

Select 2 Φ 18

$$A_{s_{\text{needed}}} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{provided}}} = 5.09 \text{ cm}^2.$$

ACI check for reinforcement:

$$T=C$$

$$A_s \times f_y = 0.85 f'_c \times b \times a$$

$$5.09 \times 100 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 550 \times a$$

$$a = 18.15 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{18.15}{0.85} = 21.35 \text{ mm}$$

$$\frac{\epsilon_s}{320 - 21.35} = \frac{0.003}{21.35}$$

$$\Rightarrow \epsilon_s = 0.042 > 0.005$$

And not less than 0.004

Ok Singly reinforcement is required.

(4.4.3) Design of shear for the selected Rib at ground floor:

ACI - 318 - Categories for shear design:

$$V_{u_{\text{critical}}} = 43.6 \text{ KN}$$

Use Φ 10 with two legs

$$A_v = 2 \times 3.14 \times 10^2 / 4 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$1. \quad V_u \leq \frac{1}{2} \Phi V_c$$

$$\frac{1}{2} \Phi V_c = \frac{1}{2} \times \Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d$$

$$= \frac{1}{2} \Phi V_c = \frac{1}{2} \times 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 150 \times 320$$

$$= 14.7 \text{ KN}$$

Length of the region:

$$X1 = \frac{\frac{1}{2} \Phi V_c}{qu} = \frac{14.7}{10.96} = 1.59 \text{ m}$$

$$V_u > \frac{1}{2} \Phi V_c \dots \dots \dots \text{not control}$$

No shear reinforcement is required

Use 1Φ8/20cm. the minimum shear reinforcement

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

$$\Phi V_c = 14.7 \times 2 = 29.4 \text{ KN}$$

$$V_u > \Phi V_c \dots \dots \dots \text{not control}$$

Length of the region:

$$X2 = \frac{\Phi V_c}{qu} - X1 = \frac{29.4}{10.96} - 1.59 = 1.09 \text{ m}$$

Minimum shear reinforcement is required

Use 1Φ8/20cm

3. $\Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}}$

$$\Phi V_{s_{\min}} = 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) \times b_w \times d$$

$$\Phi V_{s_{\min}} = 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) \times 15 \times 0.32 \times 10^3 = 12 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}} = 29.4 + 12 = 41.4 \text{ KN}$$

$V_u > \Phi V_c + \Phi V_{s_{min}}$ not control

Length of the region:

$$X_3 = \frac{\Phi V_c + \Phi V_{s_{min}}}{q_u} - X_2 - X_1 = \frac{41.4}{10.96} - 1.59 - 1.09 = 1.1m$$

Minimum shear reinforcement is required

$$\Phi V_{s_{req.}} = \Phi V_{s_{min}} = 12KN$$

$$S_{req.} = \frac{\Phi \times A_v \times f_y \times d}{\Phi V_{s_{req.}}} = \frac{0.75 \times 1.57 \times 100 \times 400 \times 320}{12 \times 10^3} = 125.6cm$$

$$S_{req.} < \frac{d}{2} = \frac{32}{2} = 16cm$$

Then Select $S = 15cm < \frac{d}{2}$ ok

4. $\Phi V_c + \Phi V_{s_{min}} \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi \times \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \times bw \times d$

$$\Phi V_s = \Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times bw \times d$$

$$\Phi V_s = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{3} \times 150 \times 320 = 58.79KN$$

$$\Phi V_c + \Phi \times \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \times bw \times d = 58.79 + 29.4 = 88.19KN > V_u \text{controls.}$$

Length of the region:

$$X_4 = 7.10 - 1.59 - 1.09 - 1.1 = 3.32m$$

$$\Phi V_{s_{req.}} + \Phi V_c \geq V_u$$

$$\Rightarrow \Phi V_{s_{req.}} = V_u - \Phi V_c = 43.6 - 29.4 = 14.2KN$$

$$S_{req.} = \frac{\Phi \times A_v \times f_y \times d}{\Phi V_{s_{req.}}} = \frac{0.75 \times 1.57 \times 100 \times 400 \times 320}{14.2 \times 10^3} = 106.1cm$$

$$S \leq \frac{d}{2} = \frac{32}{2} = 16cm \text{controls.}$$

Select 1 $\Phi 10 / 15$ cm.

(4.5) Design of two way rib (R02) at Ground Floor:

$$L_x = 7.9 \text{ m}$$

$$L_y = 9.4 \text{ m}$$

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{9.5}{7.9} = 1.2 < 2$$

$$h = 35 \text{ cm} < h_{\min} = 12.5 \text{ cm}$$

$$q_u = 21.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 21.5 \times 0.55 = 11.82 \text{ KN/m}$$

For 1m strip in X & Y directions from tables of solid slabs:

$$K_{fx} = 37.5$$

$$K_{fy} = 44.8$$

$$K_{sx} = 13.5$$

$$K_{sy} = 13.9$$

$$K_{Ax} = 1.89$$

$$k_{Ay} = 1.94$$

$$M_{Fx} = \frac{q_u \times l_x^2}{k_{fx}} = \frac{11.82 \times 7.9^2}{37.5} = 19.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{Fy} = \frac{q_u \times l_x^2}{k_{fy}} = \frac{11.82 \times 7.9^2}{44.8} = 16.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{Sx} = \frac{q_u \times l_x^2}{k_{fx}} = \frac{11.82 \times 7.9^2}{13.5} = -54.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{Sy} = \frac{q_u \times l_x^2}{k_{fy}} = \frac{11.82 \times 7.9^2}{13.9} = -53.1 \text{ KN.m}$$

$$q_{Ax} = \frac{q_u \times l_x}{k_{Ax}} = \frac{11.82 \times 7.9}{1.89} = 49.4 \text{ KN}$$

$$q_{Ay} = \frac{q_u \times l_x}{k_{Ay}} = \frac{11.82 \times 7.9}{1.94} = 48.1 \text{ KN}$$

(4.5.1) around X-direction:

• **for positive moment:**

$$M_n = 19.7 / 0.9 = 21.9 \text{ KN.m}$$

$$d = h - c - \Phi/2$$

$$= 35 - 2 - 2/2$$

$$= 32 \text{ cm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{21.9 \times 10^6}{150 \times (32)^2} = 1.43 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(1.43)}{400}} \right) = 0.0036$$

$$A_s = 0.0036 (15) (32) = 1.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.25 \frac{\sqrt{f_c'}}{(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \dots \dots \dots (ACI - 10.5.1)$$

$$A_{s_{\min}} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(400)} (15)(32) \geq \frac{1.4}{400} (15)(32)$$

$$A_{s_{\min}} = 1.47 < 1.68 \dots \dots \dots \text{the larger control}$$

$$A_{s_{\min}} = 1.68 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.76 \dots \dots \dots \text{controls}$$

So select 2Φ12 for rib in x-direction

$$A_{s_{\text{provided}}} = 2.26 \text{ cm}^2.$$

• **for negative moment:**

$$M_n = 54.6 / 0.9 = 60.7 \text{ KN.m}$$

$$d = h - c - \Phi/2$$

$$= 35 - 2 - 2/2$$

$$= 32 \text{ cm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$R_n = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{60.7 \times 10^6}{150 \times (320)^2} = 3.95 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(3.95)}{400}} \right) = 0.011$$

$$A_s = 0.011 (15) (32) = 5.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.25 \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \dots \dots \dots (ACI - 10.5.1)$$

$$A_{s_{\min}} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(400)} (15)(32) \geq \frac{1.4}{400} (15)(32)$$

$$A_{s_{\min}} = 1.47 < 1.68 \dots \dots \dots \text{the larger control}$$

$$A_{s_{\min}} = 1.68 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.28 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{controls}$$

So select 2Φ20 for rib in y-direction

$$A_{s_{\text{provided}}} = 6.29 \text{ cm}^2.$$

• **Design of shear for the selected Rib in X-direction at ground floor:**

$$V_{u \text{ critical}} = 49.4 \text{ KN}$$

Use Φ10 with two legs

$$A_v = 2 \times 3.14 \times 10^2 / 4 = 1.57 \text{ cm}^2$$

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

$$\frac{1}{2} \Phi V_c = \frac{1}{2} \times \Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d$$

$$= \frac{1}{2} \Phi V_c = \frac{1}{2} \times 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 150 \times 320 = 14.7 \text{ KN}$$

Length of the region:

$$X1 = \frac{\frac{1}{2} \Phi V_c}{qu} = \frac{14.7}{11.82} = 1.24 \text{ m}$$

$$V_u > \frac{1}{2} \Phi V_c \dots \dots \dots \text{not control}$$

No shear reinforcement is required

Use 1Φ8/20cm.....the minimum shear reinforcement

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

$$\frac{1}{2} \Phi V_c = \frac{1}{2} \times \Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d$$

$$\Phi V_c = 14.7 \times 2 = 29.4 \text{ KN}$$

$$V_u > \Phi V_c \dots \dots \dots \text{not control}$$

Length of the region:

$$X2 = \frac{\Phi V_c}{qu} - X1 = \frac{29.4}{11.82} - 1.24 = 1.24 \text{ m}$$

Minimum shear reinforcement is required

Use 1Φ8/20cm

3. $\Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}}$

$$\Phi V_{s_{\min}} = 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) \times b_w \times d$$

$$\Phi V_{s_{\min}} = 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) \times 0.15 \times 0.32 \times 10^3 = 12 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}} = 29.4 + 12 = 41.4 \text{ KN}$$

$V_u > \Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}}$ not control

Length of the region:

$$X_3 = \frac{\Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}}}{q_u} - X_2 - X_1 = \frac{41.4}{11.82} - 1.24 - 1.24 = 1.02 \text{ m}$$

Minimum shear reinforcement is required

$$\Phi V_{s_{\text{req.}}} = \Phi V_{s_{\min}} = 12 \text{ KN}$$

$$S_{\text{req.}} = \frac{\Phi \times A_v \times f_y \times d}{\Phi V_{s_{\text{req.}}}} = \frac{0.75 \times 1.57 \times 100 \times 400 \times 320}{12 \times 10^3} = 125.6 \text{ cm}$$

$$S_{\text{req.}} < \frac{d}{2} = \frac{32}{2} = 16 \text{ cm}$$

Then Select $S = 15 \text{ cm} < \frac{d}{2}$ ok

$$4. \quad \Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}} \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi \times \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_w \times d$$

$$\Phi V_s = \Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_w \times d$$

$$\Phi V_s = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{3} \times 150 \times 320 = 58.8 \text{ KN} > V_u \text{controls.}$$

Length of the region:

$$X_4 = 7.9 - 1.02 - 1.24 - 1.24 = 4.4 \text{ m}$$

$$\Phi V_{s_{\text{req.}}} + \Phi V_c \geq V_u$$

$$\Rightarrow \Phi V_{s_{\text{req.}}} = V_u - \Phi V_c = 49.4 - 29.4 = 20 \text{ KN}$$

$$S_{\text{req.}} = \frac{\Phi \times A_v \times f_y \times d}{\Phi V_{s_{\text{req.}}}} = \frac{0.75 \times 1.57 \times 100 \times 400 \times 320}{20 \times 10^3} = 75.6 \text{ cm}$$

$$S \leq \frac{d}{2} = \frac{32}{2} = 16 \text{ cmcontrols.}$$

Select 1 $\Phi 10 / 15 \text{ cm}$.

(4.5.2) In Y-direction:

- for positive moment:

$$M_n = 16.5 / 0.9 = 18.33 \text{ KN.m}$$

$$d = h - c - \Phi/2$$

$$= 35 - 2 - 2/2$$

$$= 32 \text{ cm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{18.33 \times 10^6}{150 \times (320)^2} = 1.19 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(1.19)}{400}} \right) = 0.0031$$

$$A_s = 0.0031 (15) (32) = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.25 \frac{\sqrt{f_c'}}{(f_y)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d) \dots \dots \dots (ACI - 10.5.1)$$

$$A_{s_{\min}} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(400)} (15)(32) \geq \frac{1.4}{400} (15)(32)$$

$$A_{s_{\min}} = 1.47 < 1.68 \dots \dots \dots \text{the larger control}$$

$$A_{s_{\min}} = 1.68 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.68 \dots \dots \dots \text{controls}$$

So select 2Φ12 for rib in x-direction

$$A_{s_{\text{provided}}} = 2.26 \text{ cm}^2.$$

- for negative moment:

$$M_n = 53.1 / 0.9 = 59 \text{ KN.m}$$

$$d = h - c - \Phi/2$$

$$= 35 - 2 - 2/2$$

$$= 32 \text{ cm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$R_n = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{59 \times 10^6}{150 \times (320)^2} = 3.84 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(3.84)}{400}} \right) = 0.011$$

$$A_s = 0.011 (15) (32) = 5.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.25 \frac{\sqrt{f_c'}}{(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \dots \dots \dots (ACI - 10.5.1)$$

$$A_{s_{\min}} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(400)} (15)(32) \geq \frac{1.4}{400} (15)(32)$$

$$A_{s_{\min}} = 1.47 < 1.68 \dots \dots \dots \text{the larger control}$$

$$A_{s_{\min}} = 1.68 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.28 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{controls}$$

So select 2Φ20 for rib in y-direction

$$A_{s_{\text{provided}}} = 6.29 \text{ cm}^2.$$

Minimum shear reinforcement is required

• **Design of shear for the selected Rib in Y-direction at ground floor:**

$$V_{u \text{ critical}} = 48.1 \text{ KN}$$

Use Φ10 with two legs

$$A_v = 2 \times 3.14 \times 1.0/4 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$1. \quad V_u \leq \frac{1}{2} \Phi V_c$$

$$\frac{1}{2} \Phi V_c = \frac{1}{2} \times \Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d$$

$$= \frac{1}{2} \Phi V_c = \frac{1}{2} \times 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 150 \times 320 = 14.7 \text{ KN}$$

Length of the region:

$$X1 = \frac{\frac{1}{2} \Phi V_c}{qu} = \frac{14.7}{11.82} = 1.24 \text{ m}$$

$$V_u > \frac{1}{2} \Phi V_c \dots \dots \dots \text{not control}$$

No shear reinforcement is required

Use 1Φ8/20cm.....the minimum shear reinforcement

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

$$\frac{1}{2} \Phi V_c = \frac{1}{2} \times \Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d$$

$$\Phi V_c = 14.7 \times 2 = 29.4 \text{ KN}$$

$$V_u > \Phi V_c \dots \dots \dots \text{not control}$$

Length of the region:

$$X2 = \frac{\Phi V_c}{qu} - X1 = \frac{29.4}{11.82} - 1.24 = 1.24 \text{ m}$$

Minimum shear reinforcement is required

Use 1Φ8/20cm

3. $\Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}}$

$$\Phi V_{s_{\min}} = 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) \times b_w \times d$$

$$\Phi V_{s_{\min}} = 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) \times 0.15 \times 0.32 \times 10^3 = 12 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}} = 29.4 + 12 = 41.4 \text{ KN}$$

$V_u > \Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}}$ not control

Length of the region:

$$X_3 = \frac{\Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}}}{q_u} - X_2 - X_1 = \frac{41.4}{11.82} - 1.24 - 1.24 = 1.02 \text{ m}$$

Minimum shear reinforcement is required

$$\Phi V_{s_{\text{req.}}} = \Phi V_{s_{\min}} = 12 \text{ KN}$$

$$S_{\text{req.}} = \frac{\Phi \times A_v \times f_y \times d}{\Phi V_{s_{\text{req.}}}} = \frac{0.75 \times 1.57 \times 100 \times 400 \times 320}{12 \times 10^3} = 125.6 \text{ cm}$$

$$S_{\text{req.}} < \frac{d}{2} = \frac{32}{2} = 16 \text{ cm}$$

Then Select $S = 15 \text{ cm} < \frac{d}{2}$ ok

$$4. \quad \Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}} \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_w \times d$$

$$\Phi V_s = \Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_w \times d$$

$$\Phi V_s = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{3} \times 150 \times 320 = 58.8 \text{ KN} > V_u \text{controls.}$$

Length of the region:

$$X_4 = 9.5 - 1.02 - 1.24 - 1.24 = 6 \text{ m}$$

$$\Phi V_{s_{\text{req.}}} + \Phi V_c \geq V_u$$

$$\Rightarrow \Phi V_{s_{\text{req.}}} = V_u - \Phi V_c = 48.1 - 29.4 = 18.7 \text{ KN}$$

$$S_{\text{req.}} = \frac{\Phi \times A_v \times f_y \times d}{\Phi V_{s_{\text{req.}}}} = \frac{0.75 \times 1.57 \times 100 \times 400 \times 320}{18.7 \times 10^3} = 80.6 \text{ cm}$$

$$S \leq \frac{d}{2} = \frac{32}{2} = 16 \text{ cmcontrols.}$$

Select 1 $\Phi 10 / 15 \text{ cm}$.

(4.6) Design of beam (B33) at third floor:

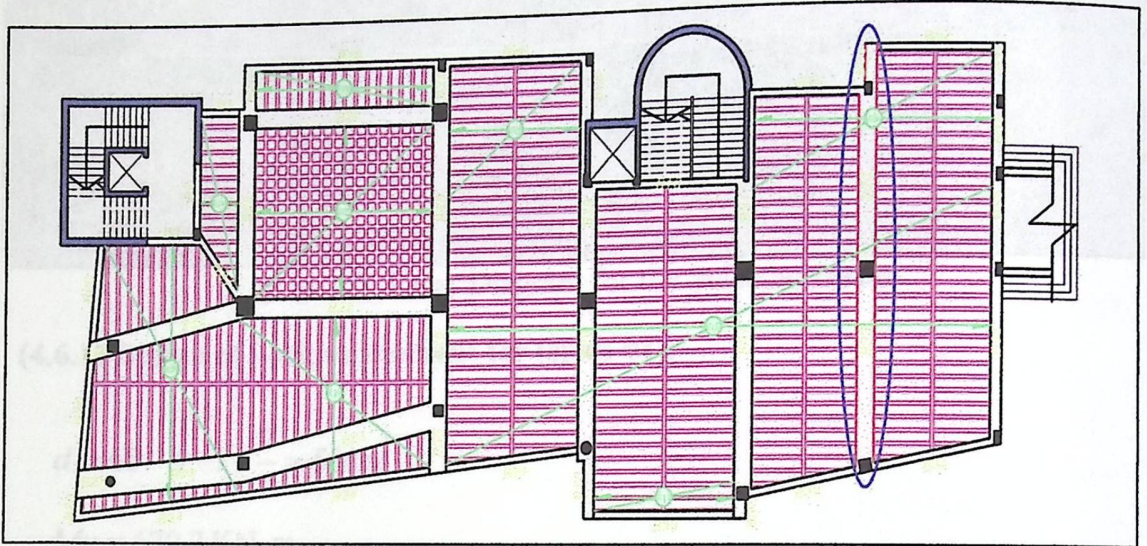


Fig. (4.13): The Selected Beam.

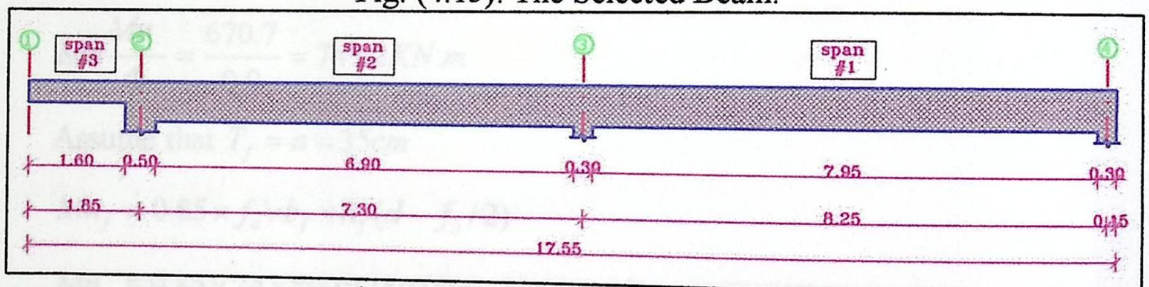


Fig. (4.14): Selected Beam Spans.

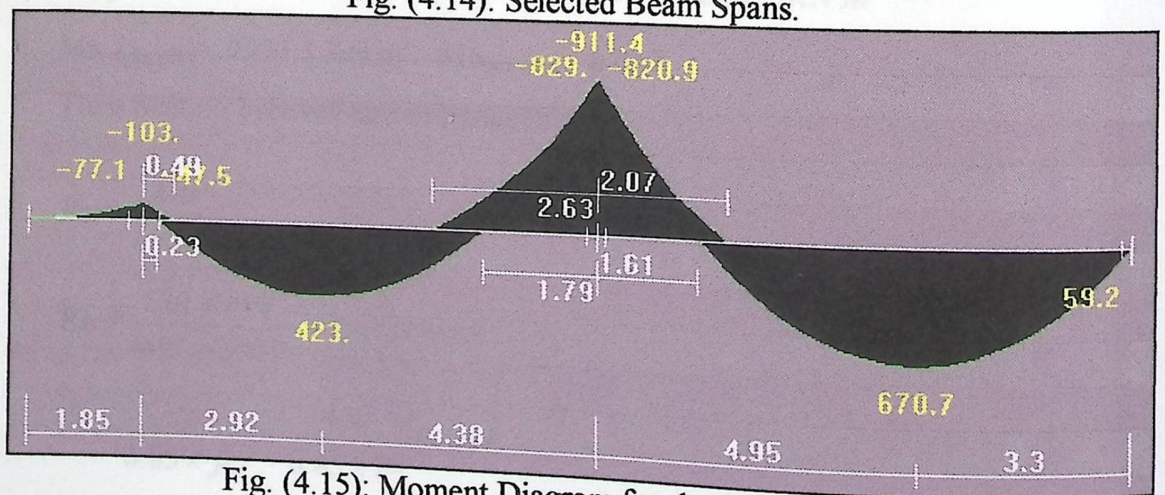


Fig. (4.15): Moment Diagram for the Selected Beam

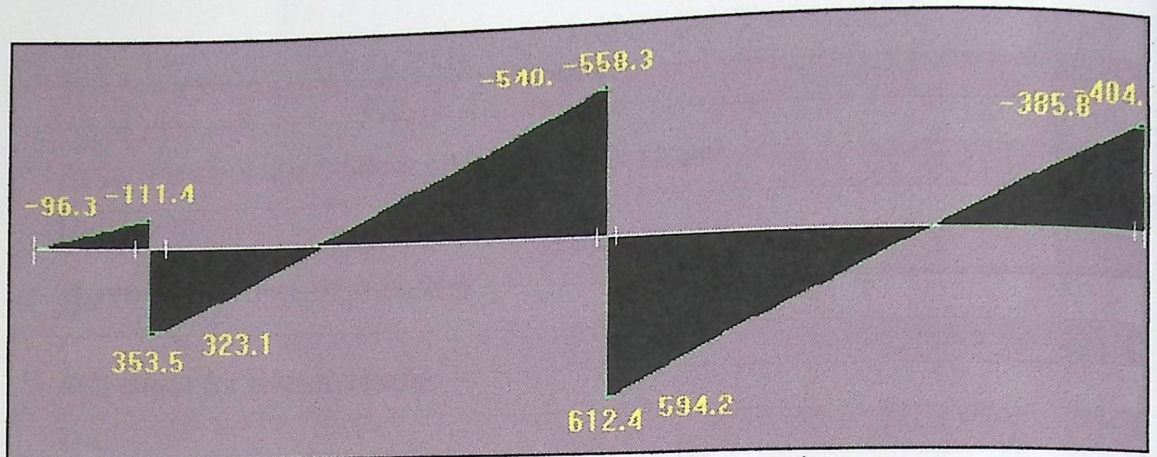


Fig. (4.16): Shear Diagram for the Selected Beam.

(4.6.1) Design of positive moment for (span #1):

$$d = 65 - 4 - 1 - \frac{2}{2} = 59 \text{ cm}$$

$$Mu = 670.7 \text{ KN.m}$$

$$Mn \frac{Mu}{\Phi} = \frac{670.7}{0.9} = 745.2 \text{ KN.m}$$

Assume that $T_f = a = 35 \text{ cm}$

$$Mn_f = 0.85 \times f'_c \times b_f \times h_f (d - f_h / 2)$$

$$Mn_f = 0.85 \times 24 \times 800 \times 350 (590 - 175) \times 10^{-6} = 2370.5 \text{ KN.m}$$

$$Mn_{\text{calculated}} = 2370.5 \text{ KN.m} > Mn_{\text{provided}} = 670.7$$

Then Section behaves as a rectangular.

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

$$Rn = \frac{670.7 \times 10^6}{800 \times (590)^2} = 2.41 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(2.41)}{400}} \right) = 0.0064$$

$$A_{s \text{ req.}} = \rho \times b \times d = 0.0064 \times 80 \times 59 = 30.33 \text{ cm}^2$$

Use 4Φ 32

$$A_{s \text{ provided}} = 4 \times 8.05 = 32.2 \text{ cm}^2$$

ACI check for reinforcement:

T=C

$$A_s \times f_y = 0.85 \times f'_c \times b \times a$$

$$32.2 \times 100 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 78.92 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{78.92}{0.85} = 92.85 \text{ mm}$$

$$\frac{\epsilon_s}{590 - 92.85} = \frac{0.003}{92.85}$$

$$\Rightarrow \epsilon_s = 0.016 > 0.005$$

And not less than 0.004

Ok Singly reinforcement is required.

$$A_{s \text{ min}} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \dots \dots \dots (ACI - 10.5.1)$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(400)} (400)(590) \geq \frac{1.4}{400} (400)(590)$$

$$A_{s \text{ min}} = 7.22 \text{ cm}^2 \geq 8.27 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{the larger controls}$$

$$A_{s \text{ min}} = 8.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ provided}} = 30.33 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 8.27 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{ok}$$

(4.6.2) Design of negative moment between span (#1) & (#2):

$$d = 65 - 4 - 1 - \frac{2}{2} = 59 \text{ cm}$$

$$M_u = 829 \text{ KN .m}$$

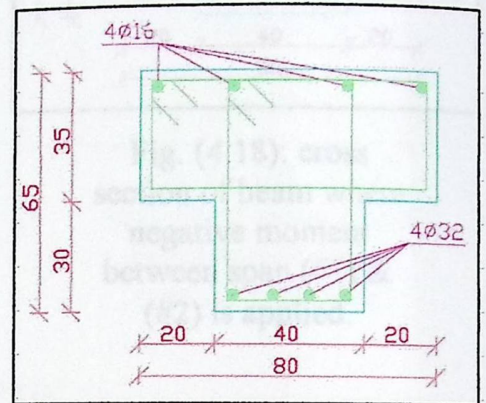


Fig. (4.17): cross section of beam where positive moment of span #1 is applied.

$$M_n = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{829}{0.9} = 921.1 \text{ KN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2}$$

$$R_n = \frac{921.1 \times 10^6}{400 \times (590)^2} = 6.62 \text{ KN/m}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(6.62)}{400}} \right) = 0.021$$

$$A_{\text{req.}} = \rho \times b \times d = 0.021 \times 40 \times 59 = 49 \text{ cm}^2$$

Use 6 Φ 32

$$A_s \text{ provided} = 6 \times 8.05 = 48.3 \text{ cm}^2$$

(4.6.3) Design of positive moment for (span #2):

$$d = 65 - 4 - 1 - \frac{2}{2} = 59 \text{ cm}$$

$$Mu = 423 \text{ KN.m}$$

$$M_n = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{423}{0.9} = 470 \text{ KN.m}$$

Assume that $T_f = a = 35 \text{ cm}$

$$M_{n_f} = 0.85 \times f_c' \times b_f \times h_f \left(d - \frac{f_h}{2} \right)$$

$$M_{n_f} = 0.85 \times 24 \times 800 \times 350 (590 - 175) \times 10^{-6}$$

$$M_{n \text{ calculated}} = 2370.5 \text{ KN.m} > M_{n \text{ provided}} = 470$$

Then Section behaves as a rectangular.

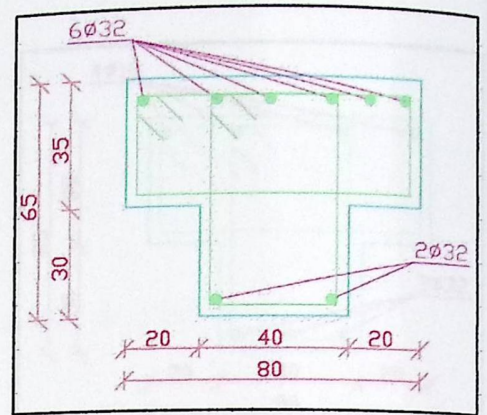


Fig. (4.18): cross section of beam where negative moment between span (#1) & (#2) is applied.

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2}$$

$$R_n = \frac{470 \times 10^6}{800 \times (590)^2} = 1.69 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(1.69)}{400}} \right) = 0.0044$$

$$A_{s \text{ req.}} = \rho \times b \times d = 0.0044 \times 80 \times 59 = 20.84 \text{ cm}^2$$

Use 3Φ 32

$$A_{s \text{ provided}} = 3 \times 8.05 = 24.15 \text{ cm}^2$$

ACI check for reinforcement:

T=C

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

$$24.15 \times 100 \times 400 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 59.19 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{59.19}{0.85} = 69.64 \text{ mm}$$

$$\frac{\epsilon_s}{590 - 69.64} = \frac{0.003}{69.64}$$

$$\Rightarrow \epsilon_s = 0.022 > 0.005$$

And not less than 0.004

Ok Singly reinforcement is required.

$$A_{s \text{ min}} = 0.25 \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \dots \dots \dots (ACI - 10.5.1)$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(400)} (400)(590) \geq \frac{1.4}{400} (400)(590)$$

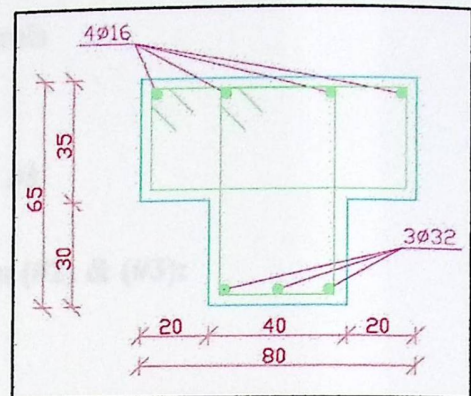


Fig. (4.19): cross section of beam where positive moment of span #2 is applied.

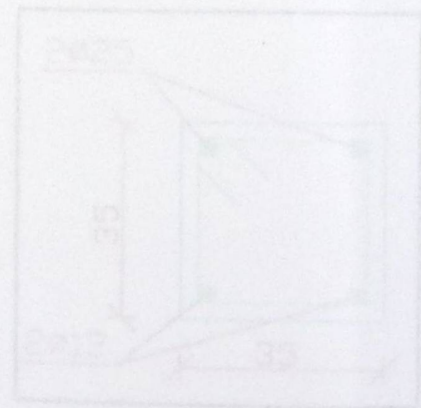


Fig. (4.20): cross section of beam where positive moment of span #2 & #3 is applied.

$$A_{s_{\min}} = 7.22 \text{ cm}^2 \geq 8.27 \text{ cm}^2 \dots \text{the larger controls}$$

$$A_{s_{\min}} = 8.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{provided}}} = 24.15 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}} = 8.27 \text{ cm}^2 \dots \text{ok}$$

(4.6.4) Design of negative moment between span (#2) & (#3):

Try Design as rectangular section

$$d = 35 - 4 - 1 - \frac{2}{2} = 29 \text{ cm}$$

$$Mu = 77.1 \text{ KN.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{77.1}{0.9} = 85.67 \text{ KN.m}$$

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

$$Rn = \frac{85.67 \times 10^6}{500 \times (290)^2} = 2.04 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(2.04)}{400}} \right) = 0.0054$$

$$A_{\text{req}} = \rho \times b \times d = 0.0054 \times 50 \times 29 = 7.81 \text{ cm}^2$$

Use 2 Φ 25

$$A_{s_{\text{provided}}} = 3 \times 4.91 = 9.82 \text{ cm}^2$$

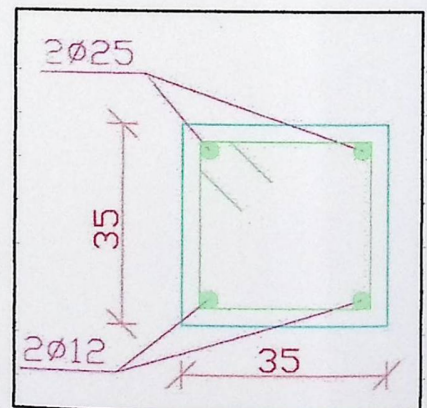


Fig. (4.20): cross section of beam where negative moment between span (#2) & (#3) is applied.

(4.6.5) Design of shear for the selected beam:

ACI - 318 - Categories for shear design:

$$Q_u(\text{applied on beam}) = 1.2(55) + 1.6(27.6) = 110.16$$

$$V_u \text{ critical} = 594.2 \text{ KN}$$

Use $\phi = 10$ with two bars

$A_{s,req} = 7.11 \text{ cm}^2 > 8.27 \text{ cm}^2$ the larger controls

$$A_{s,req} = 8.27 \text{ cm}^2$$

1. $A_{s,req} = 7.11 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = 8.27 \text{ cm}^2$ ok

(4.4) Design of negative moment between span (E2) & (E3):

By design of negative moment

$$M_u = 1.2 D L + 1.6 L L$$

Let $M_u = 100 \text{ kNm}$

$$X_1 = \frac{M_u}{\phi A_s f_y} = \frac{100}{\phi A_s f_y}$$

$$X_2 = \frac{M_u}{\phi A_s f_y} = \frac{100}{\phi A_s f_y}$$

$$X_3 = \frac{M_u}{\phi A_s f_y} = \frac{100}{\phi A_s f_y}$$

$$X_4 = \frac{M_u}{\phi A_s f_y} = \frac{100}{\phi A_s f_y}$$

2.

$$X_1 = \frac{M_u}{\phi A_s f_y} = \frac{100}{\phi A_s f_y}$$

$$X_2 = \frac{M_u}{\phi A_s f_y} = \frac{100}{\phi A_s f_y}$$

$$X_3 = \frac{M_u}{\phi A_s f_y} = \frac{100}{\phi A_s f_y}$$

$$X_4 = \frac{M_u}{\phi A_s f_y} = \frac{100}{\phi A_s f_y}$$

$$X_5 = \frac{M_u}{\phi A_s f_y} = \frac{100}{\phi A_s f_y}$$

$$X_6 = \frac{M_u}{\phi A_s f_y} = \frac{100}{\phi A_s f_y}$$

$$X_7 = \frac{M_u}{\phi A_s f_y} = \frac{100}{\phi A_s f_y}$$

$$X_8 = \frac{M_u}{\phi A_s f_y} = \frac{100}{\phi A_s f_y}$$



Use $\Phi 10$ with two legs

$$A_v = 2 \times 3.14 \times 10 / 4 = 1.57 \text{ cm}^2$$

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

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \Phi V_c &= \frac{1}{2} \times \Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d \\ &= \frac{1}{2} \times 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 400 \times 590 \\ &= 72.26 \text{ KN} \end{aligned}$$

Length of the region:

$$X_1 = \frac{\frac{1}{2} \Phi V_c}{q_u} = \frac{72.26}{110.16} = 0.66 \text{ m}$$

$$V_u > \frac{1}{2} \Phi V_c \dots \dots \dots \text{not control}$$

No shear reinforcement is required

Use 1 $\Phi 10$ /30cm. the minimum shear reinforcement

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

$$\frac{1}{2} \Phi V_c = \frac{1}{2} \times \Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d$$

$$\Phi V_c = 72.26 \times 2 = 144.52 \text{ KN}$$

$$V_u > \Phi V_c \dots \dots \dots \text{not control}$$

Length of the region:

$$X_2 = \frac{\Phi V_c}{q_u} - X_1 = \frac{144.52}{110.16} - 0.66 = 0.65 \text{ m}$$

Minimum shear reinforcement is required

Use 1 $\Phi 10$ /30cm

$$3. \quad \Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}}$$

$$\Phi V_{s_{\min}} = 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) \times bw \times d$$

$$\Phi V_{s_{\min}} = 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) \times 0.4 \times 0.59 \times 10^3 = 59 \text{KN}$$

$$\Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}} = 59 + 144.52 = 203.52 \text{KN}$$

$V_u > \Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}}$ not control

Length of the region:

$$X_3 = \frac{\Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}}}{q_u} - X_2 - X_1 = \frac{203.52}{110.16} - 0.66 - 0.65 = 0.60 \text{m}$$

Minimum shear reinforcement is required

$$\Phi V_{s_{\text{req.}}} = \Phi V_{s_{\min}} = 59 \text{KN}$$

$$S_{\text{req.}} = \frac{\Phi \times A_v \times f_y \times d}{\Phi V_{s_{\text{req.}}}} = \frac{0.75 \times 1.57 \times 100 \times 400 \times 590}{59 \times 10^3} = 47.1 \text{cm}$$

$$S_{\text{req.}} < \frac{d}{2} = \frac{59}{2} = 29.5 \text{cm}$$

Then Select $S = 25 \text{cm} < \frac{d}{2}$ ok

$$4. \quad \Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}} \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi \times \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \times bw \times d$$

$$\Phi V_s = \Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times bw \times d$$

$$\Phi V_s = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{3} \times 400 \times 590 = 289.04 \text{KN}$$

$$\Phi V_c + \Phi \times \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \times bw \times d = 289.04 + 144.52 = 433.56 < V_u$$

Length of the region:

$$X4 = \frac{\Phi Vc + \Phi \times \frac{1}{3} \sqrt{fc'} \times bw \times d}{110.16} - X3 - X2 - X1 = \frac{433.56}{110.16} - 0.66 - 0.65 - 0.6 = 2.03m$$

$$\Phi V_{s_{req.}} + \Phi Vc \geq Vu$$

$$\Rightarrow \Phi V_{s_{req.}} = Vu - \Phi Vc = 433.56 - 144.52 = 289.04KN$$

$$S_{req.} = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{\Phi V_{s_{req.}}} = \frac{0.75 \times 1.57 \times 100 \times 400 \times 590}{289.04 \times 10^3} = 9.6cm \dots \dots \dots controls.$$

$$S \leq \frac{d}{2} = \frac{59}{2} = 29.5cm.$$

Select 1 Φ 10 / 10 cm.

5. $\Phi Vc + \Phi V_{s_{min}} \leq Vu \leq \Phi Vc + \frac{2}{3} \Phi \sqrt{fc'} \times bw \times d$

$$\Phi Vc + \frac{2}{3} \Phi \sqrt{fc'} \times bw \times d = 144.52 \times 10^3 + \frac{2}{3} \times 0.75 \times \sqrt{24} \times 400 \times 590 = 722.6 > Vu$$

Length of the region:

$$X5 = L_{tot} - X4 - X3 - X2 - X1 = 8.25 - 2.03 - 0.66 - 0.65 - 0.6 = 4.31m$$

$$\Phi V_{s_{req.}} + \Phi Vc \geq Vu$$

$$\Rightarrow \Phi V_{s_{req.}} = Vu - \Phi Vc = 594.2 - 144.52 = 449.68KN$$

$$S_{req.} = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{\Phi V_{s_{req.}}} = \frac{0.75 \times 1.57 \times 100 \times 400 \times 590}{449.68 \times 10^3} = 6.18cm \dots \dots \dots controls.$$

$$S \leq \frac{d}{4} = \frac{59}{4} = 14.75cm.$$

Select 1 Φ 10 / 5 cm.

(4.7) Design of Tied Column (C1) at Basement Floor:

Design of concentric column:

From ACI-318....Ch.10.3.6.2 equation 2 for tied column:

$$P_u = 3523KN$$

To check is the column short or long:

$$\frac{klu}{r} \leq 34 - 12 \frac{M1}{M2} \leq 40 \dots \dots \dots ACI - (10.12.2)$$

$r = 0.3 \times h \dots \dots \dots$ for rectangular columns

$$\frac{1 \times 3.3}{0.3 \times 0.5} = 22 < 34$$

\therefore Short Column

$$P_{n(max)} = \frac{P_u}{0.65} = \frac{3523}{0.65} = 5420 kN.$$

Assume $\rho_g = 0.018$

$$P_{n(max)} = 0.8 \times A_g \{0.85 f_c' + \rho_g (f_y - 0.85 f_c')\}$$

$$5420 \times 10^3 = 0.8 A_{g req} \{0.85 \times 24 + 0.018(400 - 0.85 \times 24)\}$$

$$A_{g req} = 2487.81 cm^2$$

When we select square column:

$$a \times b = 2487.81 cm^2$$

$$a = b = \sqrt{2487.81} = 49.88 cm$$

select (50 x 50 cm column) with $A_g = 2500 cm^2$

$$5420000 = 0.8 \times 2500 \{0.85 \times 24 + \rho_g (400 - 0.85 \times 24)\}$$

$$0.008 > \rho_g = 0.0179 > 0.001 \dots \dots \dots ok$$

$$A_s = 0.0179 \times 50 \times 50 = 44.75 cm^2$$

use 10 ϕ 25

$$A_{s provided} = 49.11 cm^2$$

• **Column Ties Design:**

- (48) tie bar diameter = 48 (1.0) = 48 cm .
- (16) longitudinal bar diameter = 16 (2.5) = 40 cm.controls
- least column dimension = 50 cm .

so select 1 Φ 10/40 cm .

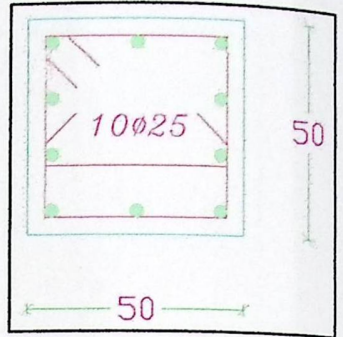


Fig. (4.21) Tied Column (C1) section

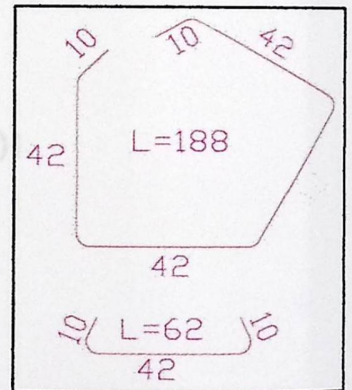


Fig. (4.22) Column ties

(4.8) Design of Circular Column (C6) at Basement Floor:

Design of column without moment:

From ACI-318....Ch.10.3.6.3 equation for spiral column:

$$P_u = 6240 \text{ KN}$$

To check is the column short or long:

$$\frac{klu}{r} \leq 34 - 12 \frac{M1}{M2} \leq 40 \dots \dots \dots \text{ACI} - (10.12.2)$$

$$r = 0.25 \times D \dots \dots \dots \text{for circular columns}$$

$$\frac{1 \times 3.3}{0.25 \times 0.7} = 18.9 < 34$$

\therefore Short Column

$$P_{n(\max)} = \frac{P_u}{0.7} = \frac{6240}{0.7} = 8914.3 \text{ kN.}$$

Assume $\rho_g = 0.02$

$$P_{n(\max)} = 0.85 \times A_g \{0.85 f_c' + \rho_g (f_y - 0.85 f_c')\}$$

$$8914.3 \times 10^3 = 0.85 A_{g_{req}} \{0.85 \times 24 + 0.02(400 - 0.85 \times 24)\}$$

$$A_{g_{req}} = 3746.5 \text{ cm}^2$$

When we select square column:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times A_{g_{req}}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 3746.5}{\pi}} = 69 \text{ cm}$$

\Rightarrow Select $D = 70 \text{ cm}$

$$\text{With } A_{g_{req}} = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 70^2}{4} = 3848.5 \text{ cm}^2$$

$$8914.3 \times 10^3 = 0.85 \times 3848.5 \{0.85 \times 24 + \rho_g (400 - 0.85 \times 24)\}$$

$$0.008 > \rho_g = 0.018 > 0.001 \dots \dots \dots \text{ok}$$

$$A_s = 0.018 \times 3848.5 = 69.3 \text{ cm}^2$$

use $9\phi 32$

$$A_{s_{provided}} = 72.45 \text{ cm}^2$$

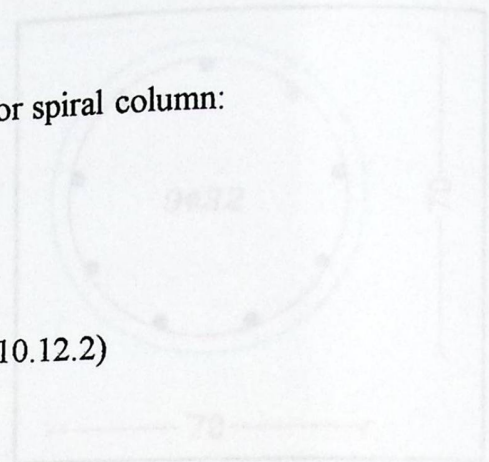


Fig. (4.23) Circular Column (C6) section

• Design the Spirals of the column:

$$\rho_s = 0.45 \times \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \times \frac{f_c'}{f_y}$$

$$A_c = \frac{\pi}{4} \times D_c^2$$

$$D_c = h - 2 \times C$$

$$D_c = 70 - 2 \times 4 = 62 \text{ cm}$$

$$A_c = \frac{\pi}{4} \times 62^2 = 3017.5 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = 0.45 \times \left[\frac{3848.5}{3017.5} - 1 \right] \times \frac{24}{400} = 0.0074$$

$$S_{\max} = \frac{4 \times a_s \times (D_c - d_b)}{\rho_s \times D_c^2}$$

$$S_{\max} = \frac{4 \times 0.785 \times (62 - 1)}{0.0074 \times 64^2} = 6.3 \text{ cm}$$

Select $S_{\max} = 5 \text{ cm}$

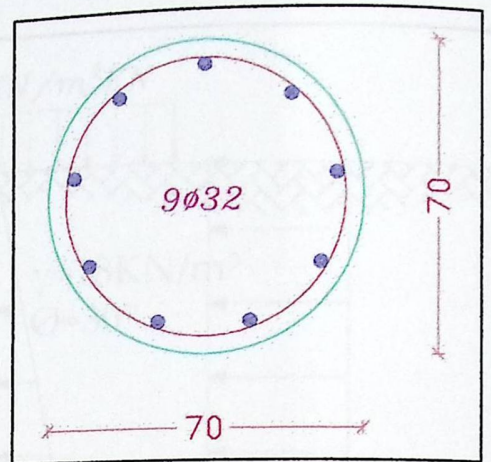


Fig. (4.23) Circular Column (C6) section

Fig. (4.24) Earth pressure diagrams applied on basement wall

$$\sigma_{\max} = 500 \text{ kN/m}^2$$

$$f_c' = 24 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

(4.9.1) Depth estimation:

$$h_s = (0.1 - 0.12)h$$

$$h = 4.95$$

$$h_s = 4.95 \times 0.1 = 0.5 \text{ m} = 50 \text{ cm} \text{ --- selected}$$

(4.9) Design of Basement Wall:

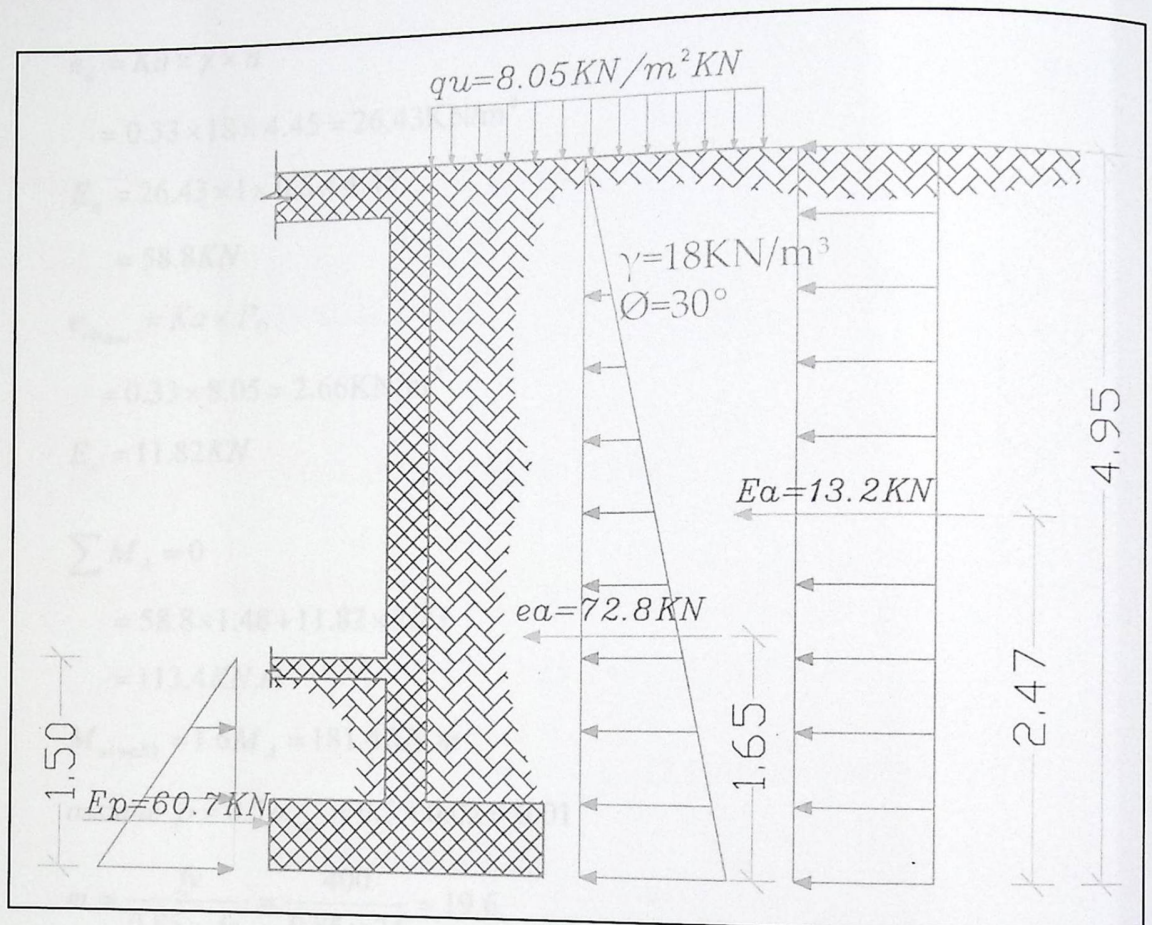


Fig. (4.24) Earth pressure diagrams applied on basement wall

$$\sigma_{allow.} = 500 \text{ kN/m}^2$$

$$f_c' = 24 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

(4.9.1) Depth estimation:

$$h_p = (0.1 - 0.12)h$$

$$h = 4.95$$

$$h_p = 4.95 \times 0.1 = 0.5 \text{ m} = 50 \text{ cm} \dots \text{selected}$$

(4.9.2) Wall thickness estimation:

$$e_a = Ka \times \gamma \times h$$
$$= 0.33 \times 18 \times 4.45 = 26.43 \text{KN/m}^2$$

$$E_a = 26.43 \times 1 \times 0.5 \times 4.45$$
$$= 58.8 \text{KN}$$

$$e_{ap_{dead}} = Ka \times P_D$$
$$= 0.33 \times 8.05 = 2.66 \text{KN/m}^2$$

$$E_a = 11.82 \text{KN}$$

$$\sum M_A = 0$$
$$= 58.8 \times 1.48 + 11.82 \times 2.23$$
$$= 113.4 \text{KN.m}$$

$$M_{u(\text{wall})} = 1.6M_A = 181.4 \text{KN.m}$$

$$\text{assume } \rho = 0.5\rho_{\max} = 0.5 \times 0.02 = 0.01$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$R_n = \rho(f_y \times (1 - 0.5\rho \times m))$$

$$R_n = 0.01(400 \times (1 - 0.5 \times 0.01 \times 19.6)) = 3.61$$

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

$$\Rightarrow d = \sqrt{\frac{Mn}{b \times R_n}} = \sqrt{\frac{181.4 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 3.61}} = 224.2 \text{mm}$$

$$h_{\text{req for wall}} = d + c + 10 = 224 + 30 + 10 = 264.2 \text{mm}$$

$$h_{\text{slected}} = 30 \text{cm}$$

(4.9.3) Design Against Overturning:

$$e_a = Ka \times \gamma \times h$$

$$= 0.33 \times 18 \times 4.95 = 29.4 \text{KN/m}^2$$

$$E_a = 29.4 \times 4.95 \times 0.5 \times 1 = 72.8 \text{ KN}$$

$$e_{ap_{dead}} = Ka \times P_D = 0.33 \times 8.05 = 2.7 \text{ KN/m}^2$$

$$E_{ap} = 2.7 \times 4.95 = 13.2 \text{ KN}$$

$$e_p = K_p \times \gamma \times h = 3 \times 18 \times 1.5 = 81 \text{ KN/m}^2$$

$$E_p = 60.75 \text{ KN}$$

$$W_w = 0.3 \times 25 \times 21.9 = 164.3 \text{ KN}$$

$$W_F = 0.5 \times L \times 25 = 12.5L$$

$$W_{E1} = \left(\frac{1}{2}L - 0.15\right) \times 4.45 \times 18 = 40.5L - 12.02$$

$$W_{E2} = \left(\frac{1}{2}L - 0.15\right) \times 1 \times 18 = 9L - 2.7$$

$$\sum M_{\text{Overturning Moment}} = 72.8 \times 1.65 + 13.2 \times 2.48 = 152.85 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} \sum M_{\text{Standing Moment}} &= 60.75 \times 0.5 + 164.3 \times \frac{1}{2}L + 12.5 \times 0.5L + (40.5L - 12.02) \times \frac{7}{9}L \\ &\quad + (9L - 2.7) \left(\frac{2}{9}L\right) \\ &= 33.5L^2 + 78.45L + 30.38 \end{aligned}$$

$$\frac{\sum M_{\text{Standing Moment}}}{\sum M_{\text{Overturning Moment}}} \geq 2 \Rightarrow M_{\text{Standing Moment}} = 2 \times M_{\text{Overturning Moment}}$$

$$\Rightarrow 33.5L^2 + 78.45L + 30.38 = 152.85 \times 2$$

$$\Rightarrow 33.5L^2 + 78.45L - 275.32 = 0$$

$$\Rightarrow L = 2 \text{ m}$$

\therefore overturning is satisfied

$$W_w = 164.3 \text{ KN}$$

$$W_F = 25 \text{ KN}$$

$$W_{E1} = 68.1 \text{ KN}$$

$$W_{E2} = 15.3 \text{ KN}$$

(4.9.4) Design Against Sliding:

$$\frac{F_{(R)reaction}}{F_{(A)action}} \geq 1.5$$

$$F_{(R)} = F_f + E_p$$

$$F_f = (W_{E1} + W_{E2} + W_W + W_F) \tan \Phi$$
$$= (68.1 + 15.3 + 25 + 164.3) \tan 30 = 157.4 \text{ KN}$$

$$F_{(R)} = 157.4 + 60.75 = 164.2 \text{ KN}$$

$$F_{(A)} = E_a + E_{ap}$$
$$= 72.8 + 13.2 = 86$$

$$\frac{164.2}{86} = 1.91 > 1.5 \quad \therefore \text{Sliding is satisfied}$$

(4.9.5) Bearing Capacity:

Vertical forces:

$$V = W_{E1} + W_{E2} + W_W + W_F$$
$$= 68.1 + 15.3 + 25 + 164.3 = 272.7 \text{ KN} \downarrow$$

Horizontal forces:

$$H = E_a + W_{ap} - E_p$$
$$= 72.8 + 13.2 - 60.75 = 25.25 \text{ KN} \leftarrow$$

$$\sum M_C = 72.8 \times 1.4 + 13.2 \times 2.23 - 60.75 \times 0.25 - 68.1 \times 0.575 + 15.3 \times 0.575$$
$$= 86.04 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{V} = \frac{86.04}{272.7} = 0.32 < \frac{b}{6} = \frac{2}{6} = 0.33 \dots \dots \text{satisfied}$$

(4.9.6) FOOTING DESIGN:

$$V_{R_v} = 1.2 \times (25 + 164.3) + 1.6 \times (68.1 + 15.3) = 360.6 \text{ KN}$$

$$H_{R_v} = 1.6 \times (72.8 + 13.2 - 60.75) = 40.4 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned}\sum M_{c_v} &= 72.8 \times 1.4 \times 1.6 + 13.2 \times 2.23 \times 1.6 - 60.75 \times 0.25 \times 1.6 - 68.1 \times 0.575 \times 1.6 \\ &\quad + 15.3 \times 0.575 \times 1.6 \\ &= 137.3 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$e_x = \frac{M}{V} = \frac{137.3}{360.6} = 0.38 > \frac{2}{6} = 0.33 \quad \dots \text{we can increase width of foundation to}$$

solve the problem or to modify the value of σ_{\max}

$$\sigma_{\min} = \frac{Pu}{A} \left(1 - \frac{6e}{b}\right) = -25.24 \quad \dots \text{tension applied upon the soil so that}$$

modification of σ_{\max} have to be done.

$$\sigma_{\max} = \frac{Pu}{A} \left(1 + \frac{6e}{b}\right) = 385.84$$

Modification for bearing pressure values:

$$\sigma'_{\max} = \frac{4V}{3L(B-2e)} = \frac{4 \times 360.6}{3 \times 1 \times (2 - 2 \times 0.38)} = 387.74 \text{ KN/m}^2 <$$

$$\sum V = 0$$

$$0.5(387.74)(d)(1) - 360.6 = 0$$

$$\Rightarrow d = 1.86 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}M_{U_{s1}} &= 203.2 \times 0.85 \times 1 \times \frac{0.85}{2} + 0.5 \times 1 \times (387.74 - 210.55) \times 0.85 \times 0.85 \left(\frac{2}{3}\right) \\ &= 116.08 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$h = 50 \text{ cm} \Rightarrow d = 50 - 5 - 1 = 44 \text{ cm}$$

$$M_n = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{116.08}{0.9} = 128.98 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$R_n = \frac{128.98 \times 10^6}{1000 \times 440^2} = 0.67$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(0.67)}{400}} \right) = 0.0017$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d = 0.0017 \times 100 \times 44 = 7.45 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 13.47 \text{ cm}^2 < 15.4$$

$$As_{sh. \& temp.} = 9 \text{ cm}^2$$

$$1.3As_{req} = 9.69 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{controls}$$

⇒ Use $\Phi 16/20 \text{ cm}$

(4.9.7) WALL DESIGN:

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{181.4}{0.9} = 201.6 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$Rn = \frac{201.6 \times 10^6}{1000 \times 260^2} = 2.98$$

$$\rho = \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(0.298)}{400}} \right) = 0.008$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d = 0.008 \times 100 \times 26 = 20.8 \text{ cm}^2 > \text{min } As$$

⇒ Use $\Phi 16/10 \text{ cm}$

(4.10) Design of Isolated footing (F1):

(4.10.1) Determination of Loads & Area of footing:

Total factored load for column C1 = 3523 KN

Allowable soil pressure = 500 KN/m²

Determination of required area of footing:

$$A_{req.} = \frac{\text{total load}}{1.4\sigma_{allow}}$$

$$\Phi V_c = 0.75 \times \sqrt{f_c'} \times \frac{b_o d}{3} = 0.75 \times \sqrt{24} \times \frac{4320 \times 580}{3} = 3069 \text{KN} \dots \text{controls}$$

$$\Phi V_c = 0.75 \times \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \sqrt{f_c'} \times \frac{b_o d}{6} = 0.75 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \sqrt{24} \times \frac{4320 \times 580}{6} = 4603 \text{KN}$$

$$\Phi V_c = 0.75 \times \left(\frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2\right) \sqrt{f_c'} \times \frac{b_o d}{12}$$

$$= 0.75 \times \left(\frac{40}{43200/580} + 2\right) \sqrt{24} \times \frac{4320 \times 580}{12} = 5654.4 \text{KN}$$

Where:

$$\Phi V_c \geq V_{u_{critical}}$$

$$V_{u_{critical}} = V_u - \sigma_{allow} \cdot A_{critical}$$

$$V_{u_{critical}} = 3528 - 500 \times (1.08 \times 1.08) = 2944.8 \text{KN}$$

$$\Phi V_c = 3069 \text{KN} > V_{u_{critical}} = 2944.8 \text{KN} \quad \therefore \text{the selected depth is OK}$$

(4.10.3) Determination of bearing pressure :

Resultant moment around x - axis :-

$$M_{R_x} = 0$$

$$M_{R_y} = 0$$

$$\sigma = \frac{P_u}{A} = \frac{3523}{2.35 \times 2.35} = 638 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 638 \text{KN/m}^2 < 1.3 \times 1.4 \times \sigma_{allow}$$

$$\sigma_{max} = 910 \text{KN/m}^2 \quad \therefore \text{the assumption is correct}$$

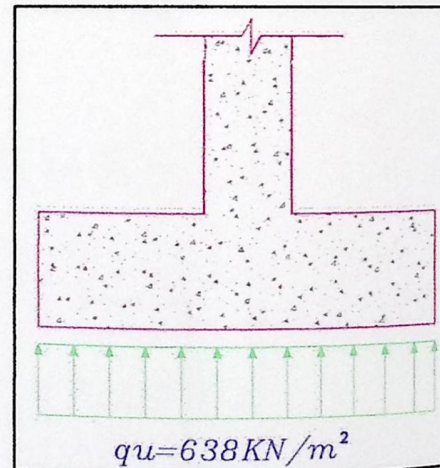


Fig.(4.27)
Applied Bearing pressure

(4.10.4) Design of Bending:

- design in plain concrete:

$$\sum M_{(c.s)} = 638 \times 0.925 \times \frac{0.925}{2} \times 2.35 = 641.4 \text{KN.m}$$

$$\sigma_T \leq \sigma_{cr}$$

$$\sigma_T = 0.42 \times \sqrt{f_c'} = 0.42 \times \sqrt{24} = 2.06 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \phi \times Mn &= 0.55 \times \sigma_T \times \frac{bh^3}{6} \\ &= 0.55 \times 2.03 \times \frac{2.35 \times 0.65^3}{6} \times 10^9 = 120.1 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\phi \times Mn = 120.1 < Mu = 641.4 \text{ KN.m}$$

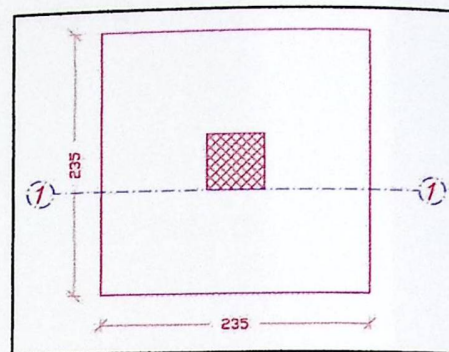


Fig. (4.28)
Moment design section

→ not satisfied Design in reinforced concrete

• Design in reinforced Concrete

$$Mu = 641.4 \text{ kN.m}$$

$$Mu = \frac{Mu}{\phi} = \frac{641.4 \text{ k}}{0.9} = 712.7 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$R_n = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{712.7 \times 10^6}{2350 \times (650)^2} = 0.72 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(0.72)}{400}} \right) = 0.00183$$

$$As = (0.00183) (235) (58) = 24.94 \text{ cm}^2$$

According to ACI-code (10.5.1):

$$As_{min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(400)} (2350)(580) \geq \frac{1.4}{400} (15)(32)$$

$$As_{min} = 41.73 \text{ cm}^2 < 47.7^2$$

$$1.3 \times As_{req} = 1.3 \times 24.94 = 32.4 \text{ cm}^2 \text{controls}$$

$$A_{s_{min}} = 32.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{req}} < A_{s_{min}} \Rightarrow A_{s_{req}} = A_{s_{min}} = 32.4 \text{ cm}^2$$

Select 1 Φ 18/20 cm in both directions.

(4.10.5) Design of Dowels:

$$\phi \times P_n = \phi \times (0.85 \times f_c' \times A_g) \geq pu$$

$$= 0.65 \times 0.85 \times 24 \times 500^2 = 3315 < Pu = 3523 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \phi \times P_n = \phi \times (0.85 \times f_c' \times A_g + A_s \times f_y)$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{3523 \times 10^3 - 0.65 \times 0.85 \times 24 \times 500^2}{0.65 \times 400} = 8 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Select 4 Φ 16

(4.11) Design of strip footing :

Weight of wall = height \times thickness of wall \times 1m wide $\times \gamma_{\text{concrete}}$

$$= 24.7 \times 0.30 \times 1 \times 24$$

$$\text{D.L} = 177.84 \text{ kN/m}$$

$$\text{L.L} = 5 \text{ kN/m}$$

(4.11.1) Determination of footing depth:

Assume the footing depth $d=40\text{cm}$.

$$\begin{aligned} \text{Allowable net soil pressure} &= q_{\text{allow}} - \gamma d \\ &= 500 - (18 \times 0.4) \\ &= 490 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Footing width} = \frac{177.84}{490} = 0.36 \text{ m}$$

So select 0.7 m width strip footing.

$$\text{Total load factored } (q_u) = 1.2D + 1.6L = 221.41 \text{ kN}$$

$$P_{\text{net}} = \frac{q_u}{\text{area}} = \frac{221.41}{0.7 \times 1} = 316.3 \text{ KN/m}^2.$$

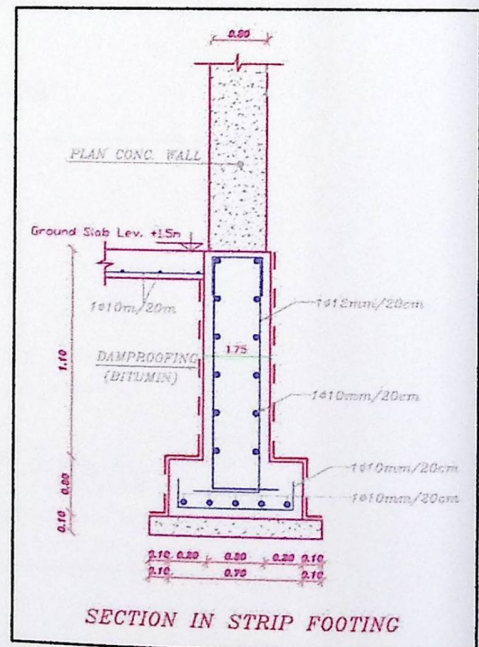


Fig.(4.29)
Strip footing section

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d = 0.75 \times \frac{1}{6} \sqrt{24} \times (700) \times (d) = 428.7d$$

$$V_u = (P_{net}) \left(\frac{w - bw}{2} \right)$$

$$= 316.3 \times \frac{0.7 - 0.3}{2} = 63.26 \text{ kN.}$$

$$\Phi V_c = V_u$$

$$428.7 d = 63.26$$

$d = 14.8 \text{ cm}$ Then $h = (14.8 + 5 + 0.6 + 1.2) = 21.6 \text{ cm}$ so select $h = 30 \text{ cm}$

$$d = 23 \text{ cm}$$

(4.11.2) Determination of reinforcement for moment strength :

$$M_u = (P_{net}) \left(\frac{w - bw}{2} \right) \left(\frac{w - bw}{4} \right)$$

$$= 316.3 \left(\frac{0.7 - 0.3}{2} \right) \left(\frac{0.7 - 0.3}{4} \right)$$

$$M_u = 6.33 \text{ KN.m}$$

$$M_n = \frac{M_{u_{rec}}}{\Phi} = \frac{6.33}{0.9} = 7.03 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2}$$

$$= \frac{7.03 \times 10^6}{700 \times (230)^2} = 0.19 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(0.19)}{400}} \right) = 0.0047 < \rho_{min} = 0.0018 \dots \text{controls.}$$

$$A_{req} = \rho_{min} \times b \times d = 0.0018 \times 70 \times 23 = 2.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{req.} = \frac{\text{total load}}{1.4\sigma_{allow}}$$

$$= \frac{3523 + 985}{1.4 \times 500} = 6.44 m^2$$

select $2 \times 4 = 8 m^2 > A_{req.}$

(4.12.2) Determination of depth based one way shear strength:

$M_u = 695(0.5) - 1480(0.5) = 479.7 \text{ KN.m}$calculated in the following calculations of moment

$\sigma_1 = 810.1 \text{ KN/m}^2$calculated in the following bearing pressure calculation

$\sigma_2 = 325.9 \text{ KN/m}^2$calculated in the following bearing pressure calculation

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b \times d = 0.75 \times \frac{1}{6} \sqrt{24} \times (4000) \times (d) = 2449.49d$$

$$P_{net} = \frac{P_u}{Area} = \frac{3523}{8} = 440.38 \text{ KN/m}^2$$

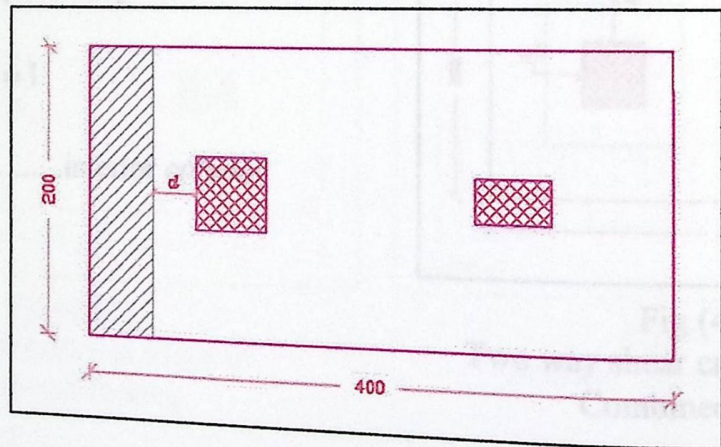


Fig.(4.31)
Combined footing's one-way shear

$$V_u = (P_{net}) (\text{one way shear area})$$

$$= (440.38)(2)(0.785-d) = 440.38 - 1.57d.$$

$$\Phi V_c = V_u$$

$$2449.49d = 440.38 - 1.57d$$

$$d = 0.18m$$

Total depth of footing = 18+5+1 = 24 cm.

Select h= 30 cm so d = 24 cm

At d= 24 cm Vu= 440 kN

$$\Phi V_c = 587.88 \text{ kN} > V_u = 440 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

(4.12.3) depth Determination by check of punching:

Pumax = 3523 KN

The value of h taken from one way shear h=30 wasn't satisfied for two way shear then ;

Select h = 70cm

d = 70 - 5 - 1 - 1 = 63cm

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

$$b_o = 452\text{cm}$$

Bc ≡ proportion of column dimensions

$$Bc = \frac{50}{50} = 1$$

α_s = 40.....interior column

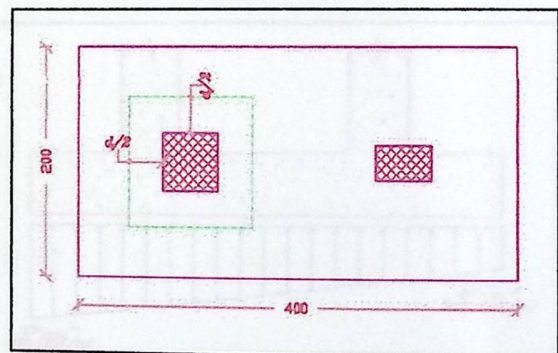


Fig.(4.32)
Two way shear critical section for Combined footing

The punching shear strength is the smallest of:

$$\Phi V_c = 0.75 \times \sqrt{f'_c} \times \frac{b_o d}{3} = 0.75 \times \sqrt{24} \times \frac{4520 \times 630}{3} = 3487 \text{ kN} \dots \text{controls}$$

$$\Phi V_c = 0.75 \times \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} \times \frac{b_o d}{6} = 0.75 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \sqrt{24} \times \frac{4520 \times 630}{6} = 5231.4 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 0.75 \times \left(\frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2\right) \sqrt{f'_c} \times \frac{b_o d}{12} = 0.75 \times \left(\frac{40}{4520/630} + 2\right) \sqrt{24} \times \frac{4520 \times 630}{12} = 8806.4$$

Where

$$R_k \geq V_{\text{limit}}$$

$$V_{\text{limit}} = V_f = \text{Bearing Capacity}$$

$$V_{\text{limit}} = 3438 = 500(1.13 < 1.13) = 2884.6 \text{ KN}$$

$$R_k = 3487 \text{ KN} > V_{\text{limit}} = 2884.6$$

\therefore the selected depth is OK

(4.12.4) Determination of bearing pressure :

Resultant moment around x - axis :-

$$M_{R2} = \sum M_x = 1121 \times 0.965 - 985 \times 0.965 = 249.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{R3} = 0$$

$$A = \frac{2 \times 4^2}{12} = 10.67 \text{ m}^2$$

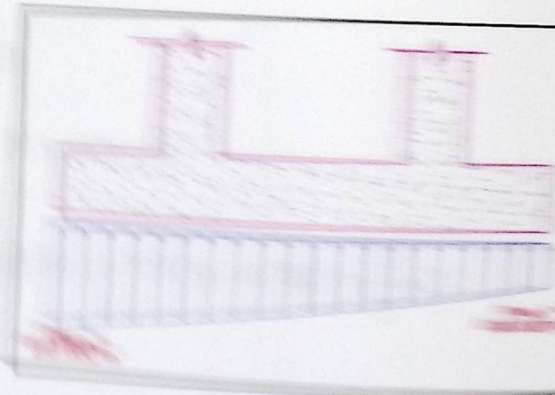
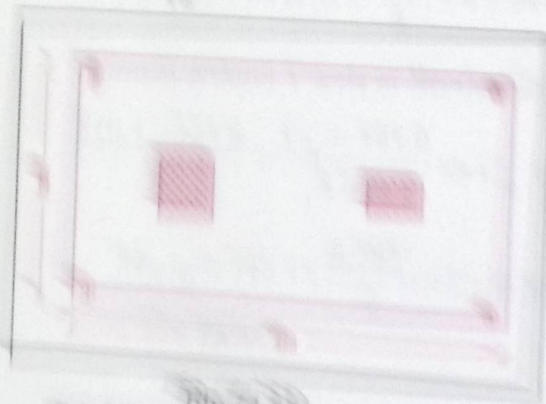


Fig. (12.12) Plan view of slab and columns

Fig. (12.12) Section view of slab and columns

Where:

$$\Phi V_c \geq V_{u_{critical}}$$

$$V_{u_{critical}} = V_u - \sigma_{allow} \cdot A_{critical}$$

$$V_{u_{critical}} = 3528 - 500(1.13 \times 1.13) = 2884.6 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 3487 \text{ KN} > V_{u_{critical}} = 2884.6$$

\therefore the selected depth is OK

(4.12.4) Determination of bearing pressure :

Resultant moment around x - axis :-

$$M_{R_x} = \sum M_x = 3523 \times 0.965 - 985 \times 0.965 = 2449.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{R_y} = 0$$

$$I_x = \frac{2 \times 4^3}{12} = 10.67 \text{ m}^4$$

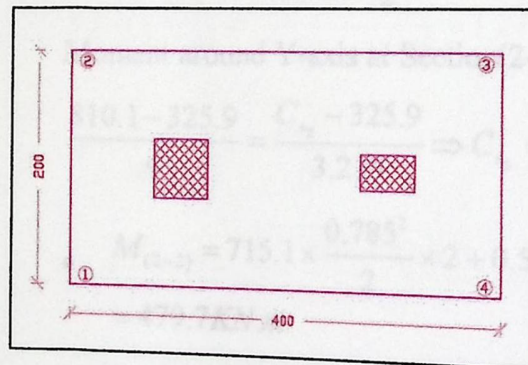


Fig. (4.33)
Bearing pressure at edges of
combined footing

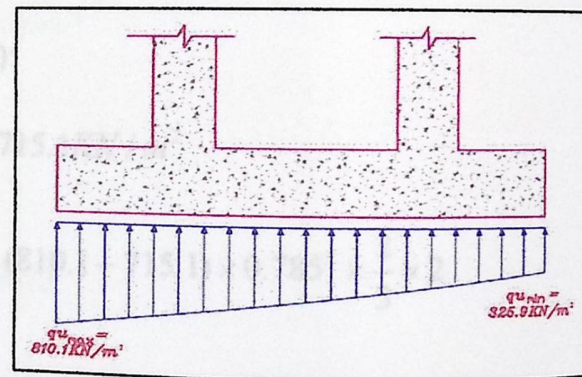


Fig. (4.34)
Bearing pressure diagram

$$\sigma_1 = \frac{P_u}{A} + \frac{M_x \cdot Y}{I_x} + \frac{M_y \cdot X}{I_y} = \frac{4508}{8} + \frac{2449.2 \times 1.035}{10.67} = 810.1 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 = 810.1 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{P_u}{A} + \frac{M_x \cdot Y}{I_x} + \frac{M_y \cdot X}{I_y} = \frac{4508}{8} - \frac{2449.2 \times 1.035}{10.67} = 325.9 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_4 = \sigma_3 = 325.9 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 810.1 \text{ KN/m}^2 < 1.3 \times 1.4 \times \sigma_{\text{allow}} = 910 \text{ KN/m}^2 \quad \therefore \text{the assumption is correct}$$

(4.12.5) Moment calculation and the required sections for design:

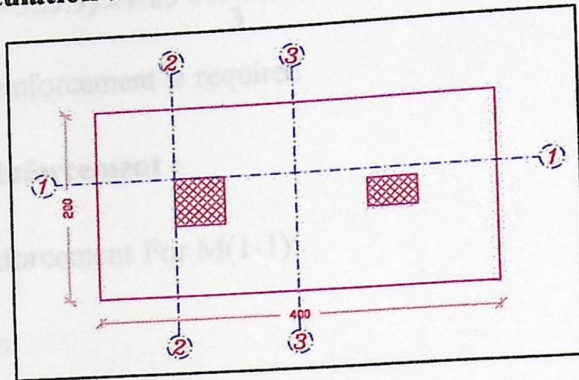


Fig.(4.35)

Required sections for design

- Moment around X-axis at Section(1-1):

$$M_{(1-1)} = 810.1 \times 0.75 \times \frac{0.75}{2} \times 4 = 911.4 \text{ KN.m}$$

- Moment around Y-axis at Section(2-2):

$$\frac{810.1 - 325.9}{4} = \frac{C_{s_2} - 325.9}{3.215} \Rightarrow C_{s_2} = 715.1 \text{ KN/m}^2$$

- $$M_{(2-2)} = 715.1 \times \frac{0.785^2}{2} \times 2 + 0.5 \times (810.1 - 715.1) \times 0.785^2 \times \frac{2}{3} \times 2$$

$$= 479.7 \text{ KN.m}$$

- Moment around Y-axis at Section(3-3):

To find the zero shear:

$$\frac{810.1 - 325.9}{4} = \frac{C_{s_3} - 325.9}{x} \Rightarrow C_{s_3} = 121x + 325.9$$

$$\sum F_{Ry} = 0 \Rightarrow 989 = 0.5(C_{s_3} - 325.9)(x) \times 2 - 325.9(x) \times 2$$

$$\Rightarrow 121x^2 + 651.8x - 989 = 0$$

\Rightarrow by solving the equation

$$\Rightarrow x = 1.23 \text{ m}$$

$$\Rightarrow C_{s_3} = 121 \times 1.23 + 325.9 = 474.73 \text{ KN/m}^2$$

- $$M_{(3-3)} = 989(0.195) - 325.9 \times 1.23 \times \frac{1.23}{2} \times 2 - 0.5 \times (474.73 - 325.9) \times 1.23 \times \frac{1.23}{3} \times 2 = -375.3 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow \therefore$ no top reinforcement is required

(4.12.6) Design of reinforcement :

- Design of reinforcement For M(1-1):

$$Mu = 911.4 \text{ KN.m}$$

$$Mn = \frac{Mu_{rec}}{\Phi} = \frac{911.4}{0.9} = 1012.6 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{1012.6 \times 10^6}{2000 \times (630)^2} = 1.27 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(1.27)}{400}} \right) = 0.0033$$

$$A_{req} = \rho \times b \times d = 0.0033 \times 200 \times 63 = 41.3 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 0.25 \frac{\sqrt{fc'}}{fy} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy} (bw)(d) \dots \dots \dots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(400)} (2000)(630) = 38.58 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.4}{400} (2000)(630) = 44.1 \text{ cm}^2$$

$$1.3As_{req} = 53.7 \text{ cm}^2 \geq 44.1 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 44.1 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{controls}$$

\Rightarrow the number of bars of $\Phi 18 = 18$

\Rightarrow The distance between bars center to center
 $= (400 - 10) / 18 = 21.7 \text{ cm} \dots \dots \text{use 1 bar every 20 cm}$
 \Rightarrow select $18\Phi 18 / 20 \text{ cm}$ (center - center) $\dots \dots$ bottom reinforcement

• Design of reinforcement For M(2-2):

$$Mu = 479.7 \text{ KN.m}$$

$$Mn = \frac{Mu_{rec}}{\Phi} = \frac{479.7}{0.9} = 533 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{533 \times 10^6}{4000 \times (630)^2} = 0.336 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(0.336)}{400}} \right) = 0.00085$$

$$A_{req} = \rho \times b \times d = 0.00085 \times 400 \times 63 = 21.33 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 0.25 \frac{\sqrt{fc'}}{(fy)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy} (bw)(d) \dots \dots \dots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(400)} (4000)(630) = 77.15 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.4}{400} (4000)(630) = 88.20 \text{ cm}^2$$

$$1.3A_{req} = 27.73 \text{ cm}^2 < A_{s_{min}} \dots \dots \text{so it controls}$$

\Rightarrow the number of bars of $\Phi 18 = 11$

\Rightarrow The distance between bars center to center

$$= (200 - 10) / 11 = 15 \text{ cm} \dots \dots \text{use 1 bar every 15 cm}$$

\Rightarrow select $11\Phi 18 / 15 \text{ cm}$ (center - center) $\dots \dots$ bottom reinforcement

(4.13) Design of mat foundation:

(4.13.1) Determination of Loads & Area of foundation:

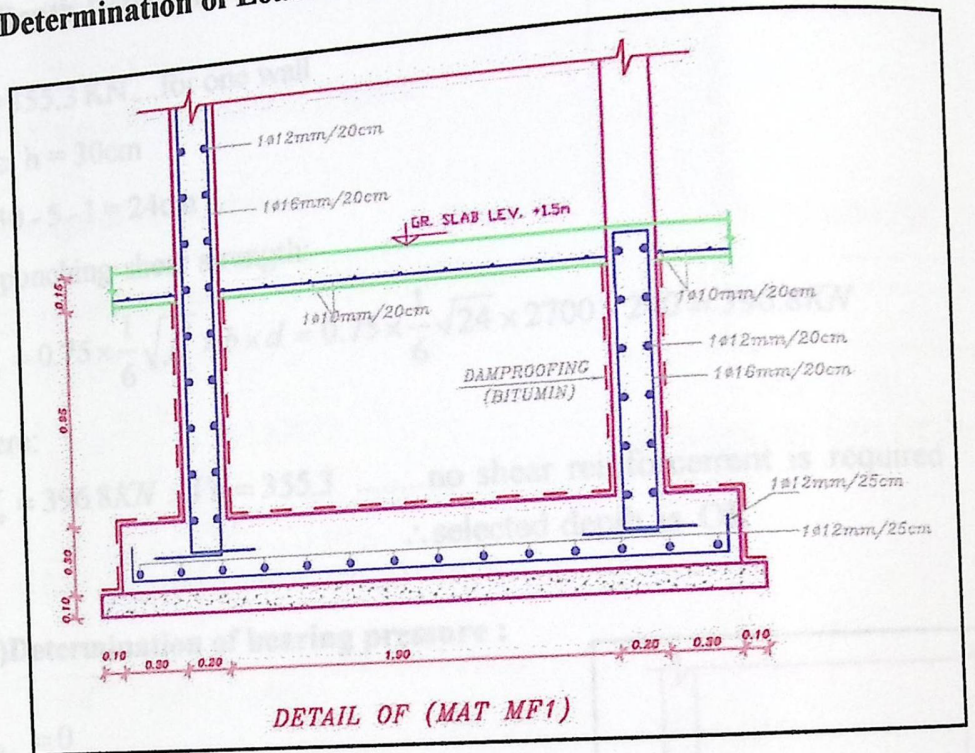


Fig.(4.36)
Mat foundation section

$$D_{\text{wall}} = 0.2 \times 3.65 \times 7.5 \times 25 = 136.9 \text{ KN/m.}$$

$$D_{\text{self weight for elevator}} = 20 / (4 \times 2.1) = 2.5 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Total dead load } D_{\text{tot}} = 139.4 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Total live load } L_{\text{tot}} = 10 / (4 \times 2.1) = 1.2 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1.2D + 1.6L = 169.2 \text{ KN/m}$$

$$\text{Allowable soil pressure} = 500 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Total load } P_{\text{Ru}} = 169.2 \times 4 \times 2.1 = 1421.3 \text{ KN}$$

$$A_{\text{req.}} = \frac{\text{total load}}{1.4\sigma_{\text{allow}}}$$

$$= \frac{1421.3}{1.4 \times 500} = 2.03 \text{ m}^2$$

$$\text{select } 2.7 \times 2.7 = 7.29 \text{ m}^2 > A_{\text{req.}}$$

(4.13.2) Depth Determination by check of punching:

$P_u = 355.3 \text{ KN}$...for one wall

Select $h = 30 \text{ cm}$

$d = 30 - 5 - 1 = 24 \text{ cm}$

The punching shear strength:

$$\Phi V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d = 0.75 \times \frac{1}{6} \sqrt{24} \times 2700 \times 240 = 396.8 \text{ KN}$$

Where:

$\Phi V_c = 396.8 \text{ KN} > V_u = 355.3$ no shear reinforcement is required
 \therefore selected depth is OK

(4.13.3) Determination of bearing pressure :

$$M_{R_x} = 0$$

$$M_{R_y} = 0$$

$$\sigma = \frac{P_u}{A} = \frac{1421.3}{2.7 \times 2.7} = 195 \text{ KN / m}^2$$

$\sigma < 1.3 \times 1.4 \times \sigma_{allow}$ \therefore the assumption is correct

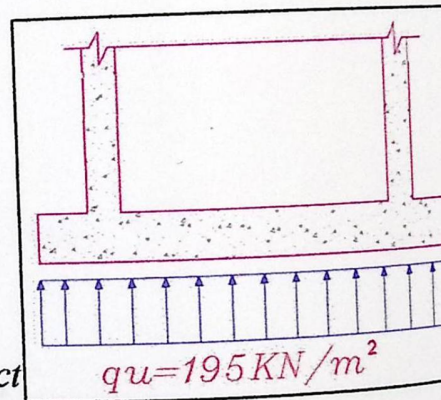


Fig.(4.37)
Bearing pressure diagram

(4.13.4) Moment calculation at the required sections for design:

Moment around X-axis at Section(1-1):

$$M_{(1-1)} = M_{(2-2)} = 195 \times 0.3 \times \frac{0.3}{2} \times 2.7 = 23.7 \text{ KN.m}$$

To find the value of the moment which affect the top reinforcement we have to determine the zero shear point:

$$355.3 = 195d \times 2.7$$

$$\Rightarrow d = 0.67m$$

$$M_{(3-3)} = -355.3 \times (0.67 - 0.4) + 195 \times 2.7 \times \frac{0.67^2}{2}$$

$$= 22.24 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow \therefore$ no top reinforcement is required

(4.13.5) Design of reinforcement :

Design of reinforcement For M(1-1) & M(2-2):

$$Mu = 23.7 \text{ KN.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{23.7}{0.9} = 26.3 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{26.3 \times 10^6}{1000 \times (240)^2} = 0.456 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(0.456)}{400}} \right) = 0.0012$$

$$A_{req} = \rho \times b \times d = 0.0012 \times 1000 \times 240 = 2.76 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 0.25 \frac{\sqrt{fc'}}{fy} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy} (bw)(d) \dots \dots \dots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(400)} (1000)(240) = 7.35 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.4}{400} (1000)(240) = 8.4 \text{ cm}^2$$

$$1.3As_{req} = 3.6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{controls}$$

\Rightarrow select $\Phi 12/25\text{cm}$

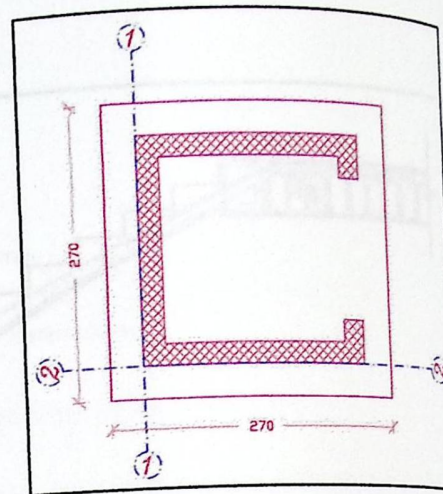


Fig (4.38)
Required sections for design

(4-14) Design of stairs:

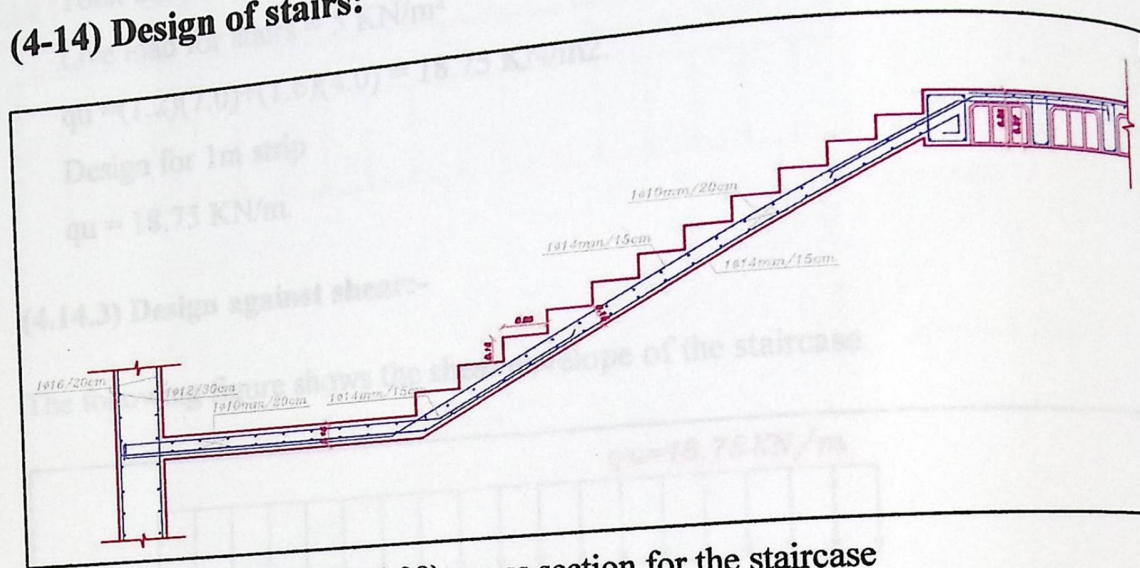


Fig.(4.39): cross section for the staircase

(4.14.1) Determination of Slab thickness:

By limitation of deflection for solid slabs :

$$h_{req} \geq \frac{L}{20} \dots \text{simply supported case}$$

$$h_{req} \geq \frac{3.30}{20} = 0.165m \Rightarrow \text{select slab thickness} = 15cm$$

$$d = 15 - 2 - 1 = 12cm$$

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{15.3}{30}\right) = 27^\circ$$

(4.14.2) Load calculation:

1. Vertical Tiles = $(0.03)(23)(0.15/0.30) = 0.345 \text{ KN/m}^2$.
2. Horizontal Tiles = $(0.04)(23)(0.33/0.30) = 1.012 \text{ KN/m}^2$.
3. Vertical mortar = $(0.03)(22)(0.15/0.30) = 0.330 \text{ KN/m}^2$.
4. Horizontal mortar = $(0.03)(22) = 0.700 \text{ KN/m}^2$.
5. Plaster = $(0.02)(22)/(\text{Cos}(27)) = 0.490 \text{ KN/m}^2$.
6. Steps = $(0.15/2)(25) = 1.875 \text{ KN/m}^2$.
7. Slab = $(0.15)(25)/\text{Cos } 27 = 4.210 \text{ KN/m}^2$.

$$\text{Total dead load} = 0.345 + 1.012 + 0.33 + 0.7 + 0.49 + 1.875 + 4.21 = 8.962 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Live load for stairs} = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1.2)(7.0) + (1.6)(4.0) = 18.75 \text{ KN/m}^2$$

Design for 1m strip

$$q_u = 18.75 \text{ KN/m}$$

(4.14.3) Design against shear:-

The following figure shows the shear envelope of the staircase.

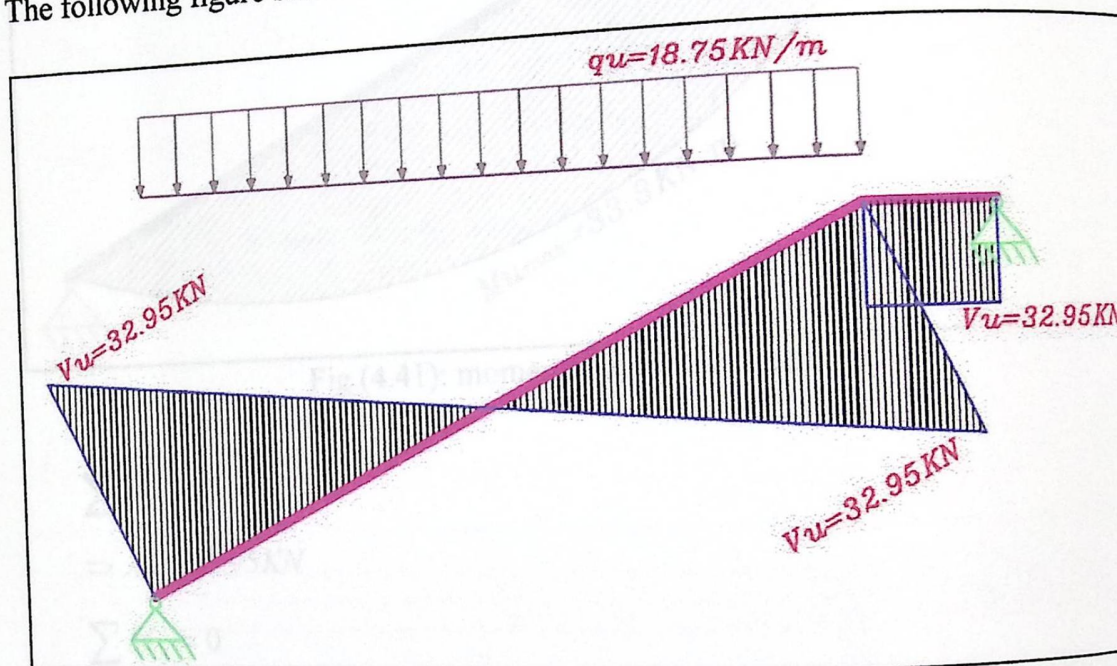


Fig.(4.40): shear diagram of staircase

$$V_u = A_y = 32.95 \text{ KN}$$

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

$$\phi V_c = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 120}{6} = 73.48 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 73.48 > V_u = 32.95$$

$$\therefore \phi V_c > V_{u \text{ critical}}$$

\therefore no shear reinforcement is required so the depth of stair's slab is OK

(4.14.4) Design against bending:

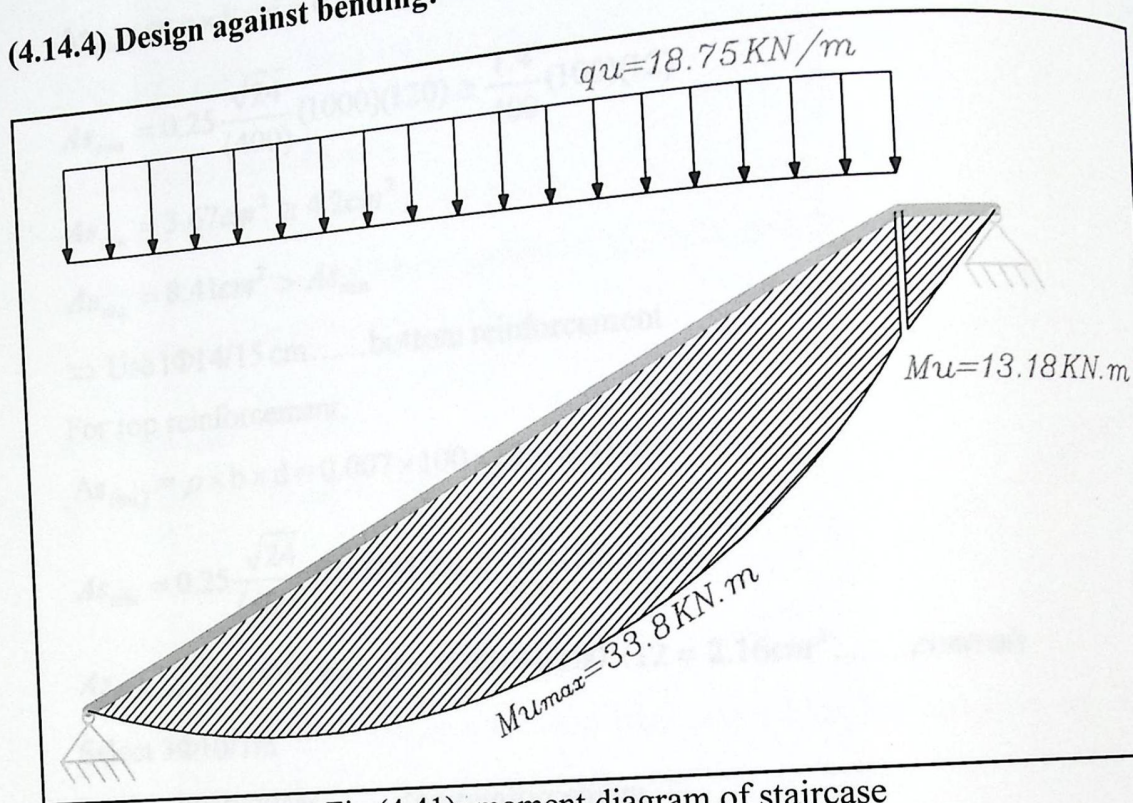


Fig.(4.41): moment diagram of staircase

$$\sum M_B = 0$$

$$\Rightarrow A_y = 32.95 \text{ kN}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$\Rightarrow B_y = 28.93 \text{ kN}$$

$$M_{u_{max}} = 33.8 \text{ kN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{33.8}{0.9} = 37.56 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{37.56 \times 10^6}{1000 \times (120)^2} = 2.61 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(2.61)}{400}} \right) = 0.007$$

(4.14.4) Design against bending:

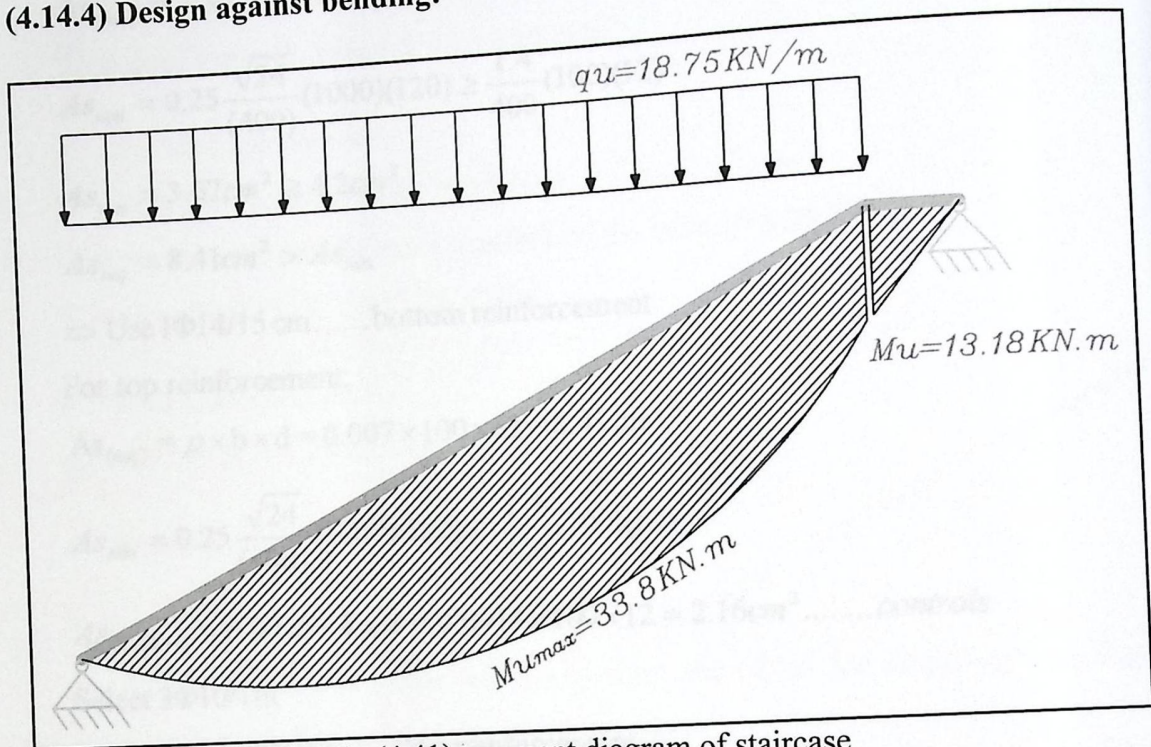


Fig.(4.41): moment diagram of staircase

$$\sum M_B = 0$$

$$\Rightarrow A_y = 32.95 \text{ kN}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$\Rightarrow B_y = 28.93 \text{ kN}$$

$$M_{u_{max}} = 33.8 \text{ kN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{33.8}{0.9} = 37.56 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{37.56 \times 10^6}{1000 \times (120)^2} = 2.61 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(2.61)}{400}} \right) = 0.007$$

$$A_{s(\text{req.})} = \rho \times b \times d = 0.007 \times 100 \times 12 = 8.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(400)} (1000)(120) \geq \frac{1.4}{400} (100)(12)$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 3.67 \text{ cm}^2 \geq 4.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{req.}}} = 8.41 \text{ cm}^2 > A_{s_{\text{min}}}$$

⇒ Use 1Φ14/15 cm bottom reinforcement

For top reinforcement:

$$A_{s(\text{req.})} = \rho \times b \times d = 0.007 \times 100 \times 12 = 8.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(400)} (1000)(120) \geq \frac{1.4}{400} (100)(12)$$

$$A_{s_{\text{sh. \& temp.}}} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 12 = 2.16 \text{ cm}^2 \text{ controls}$$

Select 3Φ10/1m

⇒ use 1Φ10/20cm top reinforcement

(4.14.6) Design of landing:-



Fig.(4.42): section in stair's landing

- Dead Load calculations:-

$$h_{\text{slab}} = 15 \text{ cm}$$

$$Dl \text{ of Tiles} = (0.03)(23) = 0.69 \text{ KN/m}^2.$$

$$Dl \text{ of mortar} = (0.03)(22) = 0.66 \text{ KN/m}^2.$$

$$Dl \text{ of slab} = (0.15)(25) = 3.75 \text{ KN/m}^2.$$

$$Dl \text{ of plaster} = (0.02)(22) = 0.44 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sum D1 = 5.54 \text{ KN / m for 1 m strip}$$

D2 (that comes from the stairs reaction on the landing) = 14.8 KN/m
 Total dead load = 5.54 + 14.8 = 20.34 KN/m.

- Live load calculations:-

L1 : Live load on the landing = 5 KN/m.....for 1m strip.

L2 (that comes from the stairs reaction on the landing) = 8.25 KN/m

Total live load = 5 + 8.25 = 13.25 KN/m

- Total Ultimate Load :-

$$q_u = 1.2D + 1.6L = (1.2)(20.34) + (1.6)(13.25) = 45.61 \text{ KN/m}$$

- Bending moment & Shear calculations:

$L_y/L_x = 0.56 > 0.5 \Rightarrow \therefore$ two way solid slab

the following stiffness ratios was taken from the tables for designing two way solid slabs depending on the span's length ratio :

$$L_y/L_x = 4.9/2.74 = 1.8$$

$$K_{Fx} = 11.3$$

$$K_{Fy} = 38.5$$

$$K_{Ax} = K_{Ay} = 1.83$$

$$M_{Fx} = \frac{q_u \times L_x^2}{K_{Fx}} = \frac{45.61 \times 2.74^2}{11.3} = 30.3 \text{ KN.m.....(+ve) moment around (x - dir).}$$

$$M_{Fy} = \frac{q_u \times L_x^2}{K_{Fy}} = \frac{45.61 \times 2.74^2}{38.5} = 8.9 \text{ KN.m.....(+ve) moment around (y - dir).}$$

$$V_{Fx} = V_{Fy} = \frac{q_u \times L_x}{K_{Ay}} = \frac{45.61 \times 2.74}{1.83} = 68.3 \text{ KN.....applied shear}$$

- Design against shear:-

$$V_u = 68.3 \text{ KN.}$$

$$d = 15 - 2 - 1 = 12 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = \frac{\phi \sqrt{f_c'} \times b_w \times d}{6}$$

$$\phi V_c = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 120}{6} = 73.48 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 73.48 > V_u = 68.3$$

$$\therefore \phi V_c > V_{u \text{ critical}}$$

\therefore no shear reinforcement is required so the depth of stair's slab is OK

• **Design against bending:**

For moment around (x-direction):

$$M_u = 30.3 \text{ KN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{30.3}{0.9} = 33.67 \text{ KN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{33.67 \times 10^6}{1000 \times (120)^2} = 2.34 \text{ KN/m}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(2.34)}{400}} \right) = 0.0062$$

$$A_{s(\text{req.})} = \rho \times b \times d = 0.0062 \times 100 \times 12 = 7.47 \text{ cm}^2 > A_{s\text{min}}$$

\Rightarrow Use 1 Φ 14/20 cm.....bottom reinforcement

For moment around (y-direction):

$$M_u = 8.9 \text{ KN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{8.9}{0.9} = 9.89 \text{ KN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{9.89 \times 10^6}{1000 \times (120)^2} = 0.69 \text{ KN/m}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(0.69)}{400}} \right) = 0.0017$$

$$A_{s(\text{req.})} = \rho \times b \times d = 0.0017 \times 100 \times 12 = 2.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(400)} (1000)(120) \geq \frac{1.4}{400} (100)(12)$$

$$A_{s_{\text{sh. \& temp.}}} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 12 = 2.16 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{controls}$$

Select 3Φ10/1m

⇒ use 1Φ10/20cmbottom reinforcement

(4.15) Shear wall Design:

(4.15.1) General definitions for seismic load calculations:

The horizontal force on shear wall is given by:

$$0.11C_d I \times W \leq V = \frac{C_v I}{RT} \times W \leq \frac{2.5C_d I}{R} \times W$$

Where:

- V ≡ The design base shear.
- W ≡ Total seismic dead weight of the building, including the weight of permanent structural and nonstructural components, such as walls, roofs, and fixed service equipment. In storage, a minimum of 25% of floor live load must be included.
- R ≡ Numerical coefficient depends on the structural system and equal to 4 for concrete structures.
- I ≡ Importance coefficient depends upon occupancy category and equal to 1 for colleges and universities.
- C_d ≡ Coefficient depends on soil profile type, coefficient is 1.0 for rock and 1.2 for soft soil.

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{19.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(0.69)}{400}} \right) = 0.0017$$

$$A_{s(\text{req.})} = \rho \times b \times d = 0.0017 \times 100 \times 12 = 2.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(400)} (1000)(120) \geq \frac{1.4}{400} (100)(12)$$

$$A_{s_{\text{sh. \& temp.}}} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 12 = 2.16 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{controls}$$

Select 3Φ10/1m

⇒ use 1Φ10/20cmbottom reinforcement

(4.15) Shear wall Design:

(4.15.1) General definitions for seismic load calculations:

The horizontal force on shear wall is given by:

$$0.11C_a I \times W \leq V = \frac{C_v I}{RT} \times W \leq \frac{2.5C_a I}{R} \times W$$

Where:

- V ≡ The design base shear.
- W ≡ Total seismic dead weight of the building, including the weight of all permanent structural and nonstructural components, such as walls, floors, roofs, and fixed service equipment. In storage, a minimum of 25% of the floor live load must be included.
- R ≡ Numerical coefficient depends on the structural system and equal to 5.5 for concrete structures.
- I ≡ Importance coefficient depends upon occupancy category and equal to 1 in colleges and universities.
- C_v & C_a ≡ Coefficients depends on Soil profile type coefficient (S), seismic zone factor (Z).

- T \equiv elastic fundamental period of vibration, in seconds, of the structure in the direction under consideration and it is calculated according to the following formula:

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$

Where:

- h_n \equiv Height of the structure above the base level.
 - C_t \equiv Coefficient equal to 0.02 for all reinforced concrete buildings.
- The total design base shear V is distributed over the height of the structure according to equation:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

Where:

- F_t \equiv The concentrated force applied at the top of the structure and shall be calculated from the following formula:

$$F_t = 0.07 \times T \times V \leq 0.25V$$

The remaining portion of the base shear is distributed over the height of the structure including the top level n , according to the expression:

$$F_x = \frac{(V - F_t) w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

Where

- w_x & w_i \equiv Portion of Weight for (x)&(i) level.
- h_x, h_i \equiv Height to (x)&(i) level measured from the base level.

For calculating the design value of shear at any level, the following formula shall be used:

$$V_x = F_t + F_x$$

Where;

- T \equiv elastic fundamental period of vibration, in seconds, of the structure in the direction under consideration and it is calculated according to the following formula:

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$

Where:

- h_n \equiv Height of the structure above the base level.
- C_t \equiv Coefficient equal to 0.02 for all reinforced concrete buildings.

The total design base shear V is distributed over the height of the structure according to equation:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

Where:

- F_t \equiv The concentrated force applied at the top of the structure and shall be calculated from the following formula:

$$F_t = 0.07 \times T \times V \leq 0.25V$$

The remaining portion of the base shear is distributed over the height of the structure including the top level n , according to the expression:

$$F_x = \frac{(V - F_t) w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

Where

- w_x & w_i \equiv Portion of Weight for (x)&(i) level.
- h_x, h_i \equiv Height to (x)&(i) level measured from the base level.

For calculating the design value of shear at any level, the following formula shall be used:

$$V_x = F_t + F_x$$

Where;

V_r = The design shear at any story

(4.15.2) seismic load calculations:

calculation for weight of the structure (\bar{W}):

$$\begin{aligned} \bar{W}_{\text{for basement floor without columns}} &= (D_{L_1} \times A_1 + D_{L_2} \times A_2) + (0.25 \times L_T \times A) \\ &= (11.24 \times 230.90 + 9.95 \times 780.40) + (0.25 \times 5 \times 1011.3) \\ &= 11624.42 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bar{W}_{\text{for similar floors without columns}} &= (11.24 \times 92.80 + 9.95 \times 681.40) + (0.25 \times 5 \times 774.20) = 8790.75 \text{ KN} \\ \bar{W}_{\text{for last floor without columns}} &= (11.24 \times 92.80 + 9.95 \times 488.3) + (0.25 \times 5 \times 581.2) = 6628.16 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\bar{W}_{\text{for all floors}} = 11624.42 + 4 \times 8790.75 + 6628.16 = 53415.58 \text{ KN}$$

$$\bar{W}_{\text{of columns for first three floors}} = 20.19 \times 3.3 \times 25 = 1665.45 \text{ KN}$$

$$\bar{W}_{\text{of columns for last three floors}} = 11.82 \times 3.3 \times 25 = 975.48 \text{ KN}$$

$$\bar{W}_{\text{total}} = 53415.58 + 1665.46 + 975.48 = 56056.52 \text{ KN}$$

$$W = \bar{W}_{\text{ult.}} = 1.4 \times 56056.52 = 78479.13 \text{ KN}$$

Values of different coefficients taken from (UBC code.V2.1997):

$$R = 5.5$$

S = SB.....for rock soils

$$Z = 0.3$$

$$C_v \& C_a = 0.3$$

$$I = 1$$

$$C_t = 0.02$$

$$h_n = 24.25 \text{ m}$$

calculation for other values needed for load calculation:

$$T = C_t (h_n)^{3/4} = 0.02 \times (24.25)^{3/4} = 0.219 \text{ s}$$

$$V = \frac{C_v I}{RT} \times W = \frac{0.3 \times 1}{5.5 \times 0.219} \times 78479.13 = 19546.48 \text{ KN}$$

$$V = 19546.48 \text{ KN} > 0.11 C_a I \times W = 0.11 \times 0.3 \times 1 \times 78479.13 = 2589.8 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Ok}$$

$$V = 19546.48 \text{KN} > \frac{2.5C_a I}{R} \times W = \frac{2.5 \times 0.3 \times 1}{5.5} \times 78479.13 = 10701.7 \text{KN} \dots \text{not OK}$$

$$\therefore V = 10701.7 \text{KN} \dots \text{controls}$$

$$F_t = 0.07 \times T \times V \leq 0.25V$$

$$\Rightarrow F_t = 0.07 \times 0.219 \times 10701.7 = 164.06 \leq 0.25 \times 10701.7 = 2675.4 \dots \text{ok}$$

$$\Rightarrow F_t = 164.06$$

$$V_x = F_t + F_x$$

$$F_x = \frac{(V - F_t) w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

The values of F_x was calculated for each floor and shown in the following table:

Floor level	h_i	W_i	$h_i W_i$	F_x	Story shear (cumulative)
6	21.9	6953.7	152286	2406.69	2406.69
5	18.25	9116.6	166378	2629.40	5036.09
4	14.6	9116.6	133102.4	2103.52	7139.61
3	10.95	9345.5	102333.2	1617.25	8756.86
2	7.3	9345.5	68222.15	1078.17	9835.03
1	3.65	12180.4	44458.46	702.61	10537.64
SUM			666780.2	1053764	

Check the values of F_x :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_x = 164.06 + 10537.64 = 10701.7 \text{KN} \dots \text{OK}$$

(4.15.3) Ratio of load resistance calculations from each wall :

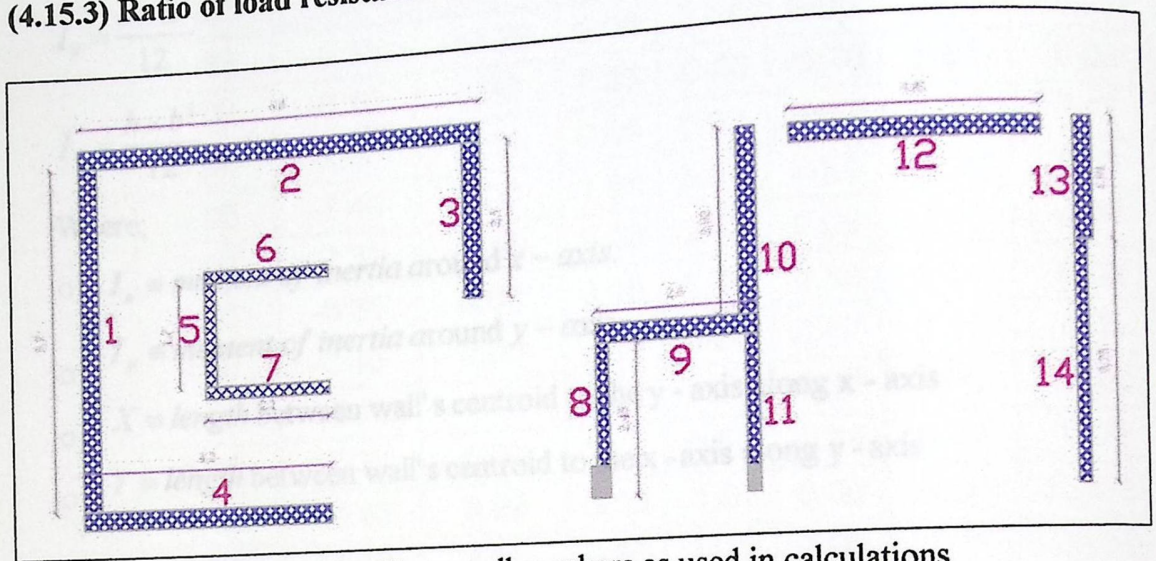


Fig.(4.43): Shear wall numbers as used in calculations

Determination of shear centroid:

wall	l_x	x	$x \times l_x$	l_y	y	$y \times l_y$
1	4.63	0.15	0.69	0.00	3.15	0.00
2	0.00	3.40	0.00	7.86	0.15	1.18
3	0.39	6.65	2.59	0.00	1.40	0.00
4	0.00	2.10	0.00	1.85	6.15	11.38
5	0.08	2.20	0.18	0.00	3.14	0.00
6	0.00	3.15	0.00	0.15	2.19	0.34
7	0.00	3.15	0.00	0.15	3.99	0.61
8	0.25	25.60	6.40	0.00	2.92	0.00
9	0.00	26.80	0.00	0.44	1.55	0.68
10	0.62	27.95	17.33	0.00	-0.06	0.00
11	0.25	28.00	7.00	0.00	2.92	0.00
12	0.00	30.55	0.00	1.43	-1.51	-2.16
13	0.18	33.15	5.80	0.00	-0.56	0.00
14	0.88	33.10	29.13	0.00	2.27	0.00
SUM	7.275		69.122	11.888		12.031

$$I_x = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$I_y = \frac{h \times b^3}{12}$$

Where;

- $I_x \equiv$ moment of inertia around x - axis.
- $I_y \equiv$ moment of inertia around y - axis.
- $X \equiv$ length between wall's centroid to the y - axis along x - axis
- $Y \equiv$ length between wall's centroid to the x - axis along y - axis

Location of real shear centroid determination:

$$X' = \frac{\sum I_x \times x}{\sum I_x} = \frac{69.122}{7.275} = 9.50m$$

$$Y' = \frac{\sum I_y \times y}{\sum I_y} = \frac{12.031}{11.888} = 1.012m$$

Where;

- $X' \equiv$ length between wall's centroid to the real centroid along x - axis
- $Y' \equiv$ length between wall's centroid to the real centroid along y - axis

$$e_x = 12.91m$$

$$e_y = 9.87m$$

Eccentricity is large in both directions so that the influence of rotation must be considered so that for each wall there will be one part of translation and one part of rotation.

Bar	x	y	x^2	y^2	xy	x^3	y^3	xy^2	x^2y
1	4.53	-8.35	20.52	6.97	-38.04	93.66	-578.71	-352.15	-170.77
2	0.00	-6.10	0.00	3.72	0.00	0.00	-226.98	0.00	0.00
3	0.39	-2.85	0.15	0.81	-1.11	0.06	-23.43	-0.37	-0.16
4	0.00	-7.40	0.00	5.48	0.00	0.00	-405.22	0.00	0.00
5	0.08	-7.30	0.01	5.33	-0.58	0.05	-389.01	-0.42	-0.23
6	0.00	-6.35	0.00	4.03	0.00	0.00	-256.03	0.00	0.00
7	0.00	-6.35	0.00	4.03	0.00	0.00	-256.03	0.00	0.00
8	0.25	16.10	0.06	261.21	4.03	0.16	1582.02	16.10	10.16
9	0.00	17.30	0.00	299.29	0.00	0.00	5181.33	0.00	0.00
10	0.62	14.45	0.38	208.80	8.96	0.25	4742.58	14.45	10.94
11	0.25	18.50	0.06	342.25	4.63	0.16	6141.25	18.50	13.81
12	0.00	21.05	0.00	443.10	0.00	0.00	9261.05	0.00	0.00
13	0.18	23.65	0.03	559.32	4.14	0.07	12166.58	23.65	17.74
14	0.88	23.60	0.77	556.64	20.77	0.70	12700.83	23.60	18.52
SUM								64.53	1280.03

$$I_o = \sum I_x \cdot x^2 + \sum I_y \cdot y^2$$

$$I_o = 64.525 + 1280.025 = 1344.55 m^6$$

Torque M_T due to $q_x \rightarrow M_x'$

$$M_x' = F_{Rx} \times e_y = 1 \times 9.87 = 9.87 KN.m$$

Torque M_T due to $q_y \rightarrow M_y'$

$$M_y' = F_{Ry} \times e_x = 1 \times 12.91 = 12.91 KN.m$$

- Part of translation in x-direction due to the load F_{Rx} :

$$F_{Rx} = 1KN$$

$$M_x' = 9.87KN.m$$

$$Q_{x(i)} = \frac{F_{Rx} \cdot I_y}{\sum I_y}$$

wall	I_x	X'	$I_x \times X'$	I_y	y'	$I_y \cdot y'$	$I_y(y')^2$	$I_x(X')^2$
1	4.63	-9.35	-43.29	0.00	2.14	0.00	0.00	404.77
2	0.00	-6.10	0.00	7.86	-0.86	-6.76	5.81	0.00
3	0.39	-2.85	-1.11	0.00	0.93	0.00	0.00	3.17
4	0.00	-7.40	0.00	1.85	5.14	9.51	48.88	0.00
5	0.08	-7.30	-0.58	0.00	2.13	0.00	0.00	4.26
6	0.00	-6.35	0.00	0.15	1.18	0.18	0.21	0.00
7	0.00	-6.35	0.00	0.15	3.08	0.47	1.46	0.00
8	0.25	16.10	4.03	0.00	1.91	0.00	0.00	64.80
9	0.00	17.30	0.00	0.44	0.54	0.24	0.13	0.00
10	0.62	14.45	8.96	0.00	-1.07	0.00	0.00	129.46
11	0.25	18.50	4.63	0.00	1.91	0.00	0.00	85.56
12	0.00	21.05	0.00	1.43	-2.37	-3.39	8.03	0.00
13	0.18	23.65	4.14	0.00	-1.57	0.00	0.00	97.88
14	0.88	23.60	20.77	0.00	1.27	0.00	0.00	490.12
SUM							64.53	1280.03

$$I_o = \sum I_x \cdot x'^2 + \sum I_y \cdot y'^2$$

$$I_o = 64.525 + 1280.025 = 1344.55 m^5$$

Torque M_T due to $q_x \rightarrow M_x'$

$$M_x' = F_{Rx} \times e_y = 1 \times 9.87 = 9.87 KN.m$$

Torque M_T due to $q_y \rightarrow M_y'$

$$M_y' = F_{Ry} \times e_x = 1 \times 12.91 = 12.91 KN.m$$

- Part of translation in x-direction due to the load F_{Rx} :

$$F_{Rx} = 1KN$$

$$M_x' = 9.87KN.m$$

$$Q_{x(0)} = \frac{F_{Rx} \cdot I_y}{\sum I_y}$$

$$\sum I_y = 11.888m^4$$

wall	I_y	$F_{Rx} \times I_y$	$F_{Rx} \times I_y / 11.888$
	0.00	0.00	0.00
1	0.00	7.86	0.66
2	7.86	0.00	0.00
3	0.00	1.85	0.16
4	1.85	0.00	0.00
5	0.00	0.15	0.01
6	0.15	0.15	0.01
7	0.15	0.00	0.00
8	0.00	0.44	0.04
9	0.44	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00
11	0.00	0.00	0.00
12	1.43	1.43	0.12
13	0.00	0.00	0.00
14	0.00	0.00	0.00
SUM			1.00

- Part of rotation in x-direction (due to Mx') :

$$I_{\omega} = 1344.55m^6$$

$$Q_{x(i)} = \frac{-Mx' \times I_y \times y'}{I_{\omega}} = 11.888m^4$$

wall	I_y	Y'	$Q_{xi} = (-Mx' \cdot I_y \cdot Y' / I_{\omega})$
1	0.00	2.14	0.00
2	7.86	-0.86	0.05
3	0.00	0.93	0.00
4	1.85	5.14	-0.07
5	0.00	2.13	0.00
6	0.15	1.18	0.00
7	0.15	3.08	0.00
8	0.00	1.91	0.00

		0.54	0.00
9	0.44	-1.07	0.00
10	0.00	1.91	0.00
11	0.00	-2.37	0.02
12	1.43	-1.57	0.00
13	0.00	1.27	0.00
14	0.00		0.00
SUM			

- Part of rotation in x-direction (due to Mx') :

$$I_{\omega} = 1344.55m^6$$

$$Q_{x(i)} = \frac{Mx' \times I_x \times x'}{I_{\omega}} = 11.888m^4$$

wall	I_x	X'	$Q_{yi} = (M_x \cdot I_x \cdot X' / I_{\omega})$
1	4.63	-9.35	-0.32
2	0.00	-6.10	0.00
3	0.39	-2.85	-0.01
4	0.00	-7.40	0.00
5	0.08	-7.30	0.00
6	0.00	-6.35	0.00
7	0.00	-6.35	0.00
8	0.25	16.10	0.03
9	0.00	17.30	0.00
10	0.62	14.45	0.07
11	0.25	18.50	0.03
12	0.00	21.05	0.00
13	0.18	23.65	0.03
14	0.88	23.60	0.15
SUM			-0.02

part of each wall due to Q_x

$$Q_{xt} = Q_{xtranslation} + Q_{xrotation}$$

wall	Q _x tot
1	-0.32
2	0.71
3	-0.01
4	0.09
5	0.00
6	0.01
7	0.01
8	0.03
9	0.04
10	0.07
11	0.03
12	0.15
13	0.03
14	0.15

Check for final values of Q_xtot :

Sum for walls in same direction = - .02 ≈ 0.....ok

Sum for walls in the other direction = 1.....ok

- Part of translation in y-direction(due to the load F_{Ry}):

$$F_{Ry} = 1KN$$

$$M_y' = 12.91KN.m$$

$$Q_{y(i)} = \frac{F_{Ry} \cdot I_x}{\sum I_x}$$

$$\sum I_x = 7.275m^4$$

wall	I_x	$F_{Ry} \times I_x$	$F_{Ry} \times I_x / 7.275$
1	4.63	4.63	0.64
2	0.00	0.00	0.00
3	0.39	0.39	0.05
4	0.00	0.00	0.00
5	0.08	0.08	0.01
6	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00
8	0.25	0.25	0.03
9	0.00	0.00	0.00
10	0.62	0.62	0.09
11	0.25	0.25	0.03
12	0.00	0.00	0.00
13	0.18	0.18	0.02
14	0.88	0.88	0.12
SUM			1.00

- Part of rotation in y-direction (due to M_y') :

$$I_w = 1344.55 m^6$$

$$Q_{y(i)} = \frac{M_y' \times I_x \times x'}{I_w}$$

wall	I_x	x'	$Q_{yi} = (M_y \times I_x \times X' / I_w)$
1	4.63	-9.35	-0.42
2	0.00	-6.10	0.00
3	0.39	-2.85	-0.01
4	0.00	-7.40	0.00
5	0.08	-7.30	-0.01
6	0.00	-6.35	0.00
7	0.00	-6.35	0.00
8	0.25	16.10	0.04

		17.30	0.00
9	0.00	14.45	0.09
10	0.62	18.50	0.04
11	0.25	21.05	0.00
12	0.00	23.65	0.04
13	0.18	23.60	0.20
14	0.88		-0.02
SUM			

- Part of rotation in y-direction (due to M_y') :

$$I_w = 1344.55m^6$$

$$Q_{y(i)} = \frac{-M_y' \times I_y \times y'}{I_w}$$

wall	I_y	y'	$Q_{yi} = (-M_y \times I_y \cdot y' / I_w)$
1	0.00	2.14	0.00
2	7.86	-0.86	0.06
3	0.00	0.93	0.00
4	1.85	5.14	-0.09
5	0.00	2.13	0.00
6	0.15	1.18	0.00
7	0.15	3.08	0.00
8	0.00	1.91	0.00
9	0.44	0.54	0.00
10	0.00	-1.07	0.00
11	0.00	1.91	0.00
12	1.43	-2.37	0.03
13	0.00	-1.57	0.00
14	0.00	1.27	0.00
SUM			0.00

part of each wall due to Q_y

$$Q_{yt} = Q_{y\text{translation}} + Q_{y\text{rotation}}$$

wall	Q_{ytot}
1	0.22
2	0.06
3	0.04
4	-0.09
5	0.01
6	0.00
7	0.00
8	0.07
9	0.00
10	0.17
11	0.08
12	0.03
13	0.06
14	0.32

Check for final values of Q_{ytot} :

Sum for walls in same direction = 0.....*ok*

Sum for walls in the other direction = 0.98 \approx 1.....*ok*

Ratio calculation for each wall:

% F_x for any wall = Q_{xtot} for that wall. * shear force applied on the wall

% F_x for any wall = $Q_{x_{tot}}$ for that wall \times shear force applied on the wall

Take sample calculation for wall #7:

$$\% F_{x_1} = 0.01 \times 1057.64 = 99.82$$

$$\% F_{x_2} = 0.01 \times 9835.03 = 93.16$$

$$\% F_{x_3} = 0.01 \times 8756.86 = 82.95$$

$$\% F_{x_4} = 0.01 \times 7139.61 = 67.63$$

$$\% F_{x_5} = 0.01 \times 5036.09 = 47.70$$

$$\% F_{x_6} = 0.01 \times 2406.69 = 22.80$$

And the ratios for each wall by each load is shown in the following table:

wall	Q_{xtot}	$Q_{xtot} \times F_1$	$Q_{xtot} \times F_2$	$Q_{xtot} \times F_3$	$Q_{xtot} \times F_4$	$Q_{xtot} \times F_5$	$Q_{xtot} \times F_6$
1	-0.32	-3348.70	-3125.42	-2782.79	-2268.86	-1600.39	-764.81
2	0.71	7490.06	6990.66	6224.30	5074.77	3579.61	1710.65
3	-0.01	-85.98	-80.25	-71.45	-58.25	-41.09	-19.64
4	0.09	904.30	844.00	751.48	612.69	432.18	206.53
5	0.00	-45.17	-42.16	-37.54	-30.61	-21.59	-10.32
6	0.01	122.45	114.29	101.76	82.96	58.52	27.97
7	0.01	99.82	93.16	82.95	67.63	47.70	22.80
8	0.03	311.35	290.59	258.73	210.95	148.80	71.11
9	0.04	371.64	346.86	308.84	251.80	177.61	84.88
10	0.07	693.02	646.81	575.90	469.54	331.20	158.28
11	0.03	357.76	333.91	297.30	242.40	170.98	81.71
12	0.15	1529.73	1427.73	1271.21	1036.44	731.08	349.37
13	0.03	320.15	298.80	266.05	216.91	153.00	73.12
14	0.15	1606.49	1499.38	1335.01	1088.45	767.77	366.91

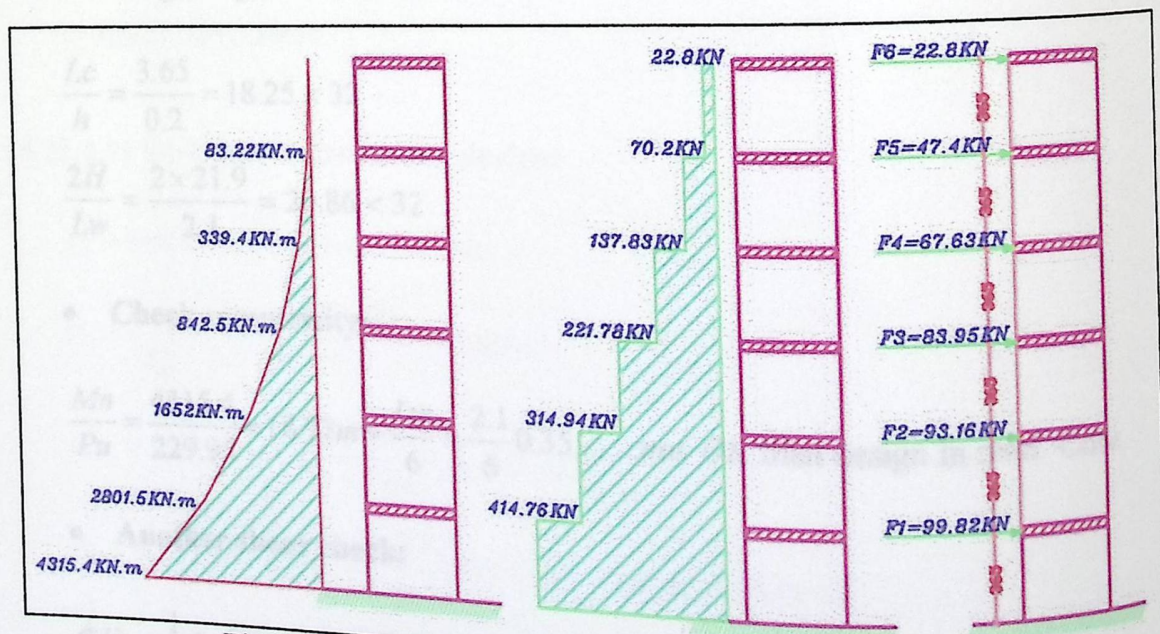


Fig.(4.44): Moment & Shear Diagrams for shear wall.

(4.15.4) Design of Shear wall (#7) :

(4.15.4.1) Horizontal (shear) reinforcement:

$$f_c' = 24 \text{ MPa.}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa.}$$

$h = 20$ cm. Shear wall thickness.

$L_w = 2.1$ m. shear wall width

$L_c = 3.65$ m. Story height.

$$d = 0.8L_w = 0.8 \times 2100 = 1680 \text{ mm}$$

$$V_u = 99.82 + 93.16 + 82.75 + 67.63 + 47.70 + 22.8 = 413.86 \text{ kN.}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 99.82(3.65) + 93.16(3.65 \times 2) + 82.75(3 \times 3.65) + 67.63(4 \times 3.65) \\ &\quad + 47.7(5 \times 3.65) + 22.8(6 \times 3.65) \\ &= 4315.4 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$P_u = 25 \times 0.2 \times 21.9 \times 2.1 = 229.95 \text{ kN}$$

• **Design in plain concrete:**

$$\frac{L_c}{h} = \frac{3.65}{0.2} = 18.25 < 32$$

$$\frac{2H}{L_w} = \frac{2 \times 21.9}{2.1} = 20.86 < 32$$

• **Check eccentricity:**

$$\frac{M_u}{P_u} = \frac{4315.4}{229.95} = 18.77 \text{ m} > \frac{L_w}{6} = \frac{2.1}{6} = 0.35 \text{not OK then design in reinf. Conc.}$$

• **Another shear check:**

$$\Phi V_c = \frac{1}{9} \Phi \sqrt{f_c'} \times L_w \times h = 0.55 \times \frac{1}{9} \times \sqrt{24} \times (2100) \times (200) = 125.74 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 125.74 < V_u = 413.86 \text{ kNnot safe then design in reinf. concrete}$$

• Design in reinforced concrete:

$$\Phi V_c = \frac{1}{6} \Phi \sqrt{f_c'} \times b \times d = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times (200) \times (0.8 \times 2100) = 207.76 \text{KN} < V_u$$

$$\Phi V_c + \Phi V_s \geq V_u$$

$$\Rightarrow \Phi V_s = 413.86 - 207.76 = 206.1 \text{KN}$$

$$\left(\frac{A_v}{S}\right)_{req.} = \left(\frac{\Phi V_s}{0.75 \times f_y \times d}\right) = \frac{206.1 \times 10^3}{0.75 \times 400 \times (0.8 \times 2100)} = 0.041 \text{cm}$$

$$\left(\frac{A_v}{S}\right)_{min.} = 0.0025h = 0.0025 \times 20 = 0.05 \dots \text{controls}$$

$$S_{max} = \frac{Lw}{5} = \frac{2.1}{5} = 0.42 \text{m} \dots \text{controls}$$

$$= 3h = 3 \times 0.2 = 0.6 \text{m}$$

$$= 450 \text{mm} = 0.45 \text{m}$$

$$\frac{A_v}{S} = 0.05 \Rightarrow A_{v_{req.}} = 2.1 \text{cm}^2 \dots \text{for 2 bars}$$

$$\Rightarrow \text{select } 2\Phi 12 \text{ with } A_s = 2.26 > A_{v_{req.}} = 2.1 \dots \text{OK}$$

$$\Rightarrow \text{select } 2\Phi 12/30 \text{cm}$$

(4.15.4.2) Vertical reinforcement design:

ρ_h = horizontal reinforcement ratio

$$\rho_h = \frac{A_{s(h)}}{A_g} = \frac{2.26 \times (100/20)}{100 \times 20} = 0.00565$$

$$\rho_{min} = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hw}{bw}\right) (\rho_h - 0.0025)$$

$$\rho_{min} = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{20}{210}\right) (0.00565 - 0.0025) = 0.0063$$

$$A_{s_{min}} = 0.0063 \times 20 \times 100 = 20 \text{cm}^2 \dots \text{for both sides}$$

$$A_{s_{min}} = 10 \text{cm}^2 \dots \text{for one sides}$$

\Rightarrow select 1 Φ 16 with $A_s = 2.01\text{cm}^2$

$$\left(\frac{A_v}{S}\right)_{\min.} = 0.05$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{2 \times 2.01}{20} = 0.201\text{cm} > \left(\frac{A_v}{S}\right)_{\min.} = 0.05$$

For 1 m :-

$$\frac{2 \times 2.01 \times 100}{20} = 20.1 > A_{s_{\min}} = 20 \dots \dots \text{for both sides} \Rightarrow \text{OK}$$

\Rightarrow select 2 Φ 16/20 cm

**(4.15.4.3) Reinforcement design for both ends (boundary) for shear wall
(Heavy loaded shear wall design):**

Uniform distribution of vertical reinforcement will be considered

$$2\Phi 16/20 \text{ cm} \Rightarrow A_{s_{\text{provided}}} = 2 \times 2.01 \times \frac{210}{20} = 42.21\text{cm}^2$$

$A_{s_{\text{provided}}} = 42.21\text{cm}^2$ is the whole horizontal reinforcement in the shear wall

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + \left(\frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c' \times Lw \times h}{A_s \times f_y}\right)} = \frac{1}{2 + \left(\frac{0.85 \times 0.85 \times 24 \times 2100 \times 200}{4221 \times 400}\right)} = 0.116$$

$$M_1 = \Phi \times 0.5 \times A_{s_{\text{req.}}} \times f_y \left(Lw \left(1 - \frac{Z}{Lw} \right) \right)$$

$$= 0.9 \times 0.5 \times 4221 \times 400 \times (2100 \times [1 - 0.116]) = 1410.45 \text{KN.m}$$

$$M_2 = Mu - M_1 = 4315.4 - 1410.45 = 2904.95 \text{KN.m}$$

$$Cw = h - 2\Phi - 2c = 20 - 6 - 2 = 10\text{cm}$$

$$A_{s_{\text{boundary}}} = \frac{Mu / \Phi}{f_y (bw - Cw)} = \frac{2904.95 \times 10^6 / 0.9}{400(2100 - 100)} = 40.35\text{cm}^2$$

\Rightarrow select 9 Φ 25 with $A_s = 44.2 > A_s = 40.35\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{OK}$

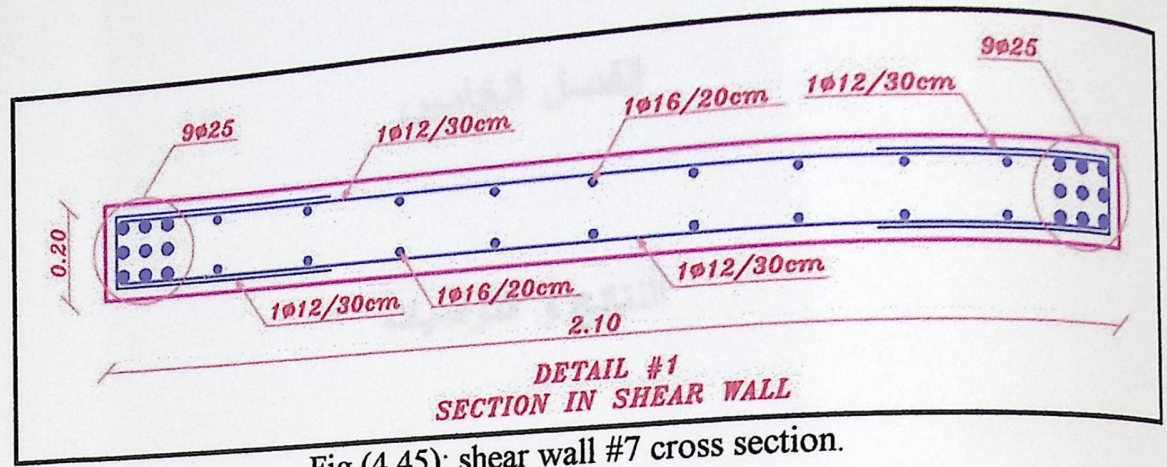


Fig.(4.45): shear wall #7 cross section.

الفصل الخامس

النتائج و التوصيات

(5-1) النتائج.

(5-2) التوصيات.

الفصل الخامس

الملخص والاستنتاجات

(5-1) النتائج:

بعد إتمام كافة التصاميم الإنشائية للمشروع لا بد من الإشارة إلى بعض الملاحظات التي تم التوصل إليها:

1. عملية التصميم تحتاج إلى حس هندسي يتوصل إليه عن طريق الخبرة العملية في مجال التصميم.
2. على المهندس المصمم عدم الاعتماد بشكل كلي على برامج التصميم المحوسبة .
3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى و من ثم تجزئة هذه العناصر للتصميم بشكل منفرد .

(5-2) التوصيات:

1. يتم تنفيذ المبنى وفقاً للمخططات التنفيذية التي تم تجهيزها للتصاميم بأقل كم ممكن من التغييرات حتى لا تتأثر الفكرة الأساسية للتصاميم المعمارية، وتبعا لها التفصيلات الإنشائية.
2. تؤثر الأخطاء التنفيذية على التصميم لذلك يجب على المهندس المشرف معرفة طريقة التصميم مثلا الجدار الحامل هو عبارة (Basement R.W) وليس (Cantilever) ويجب مراعاة ذلك عند التنفيذ خاصة عند وضع الطم خلف كل نوع.
3. يجب استكمال عمل التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع وذلك حسب ما تتطلبه مرافق المبنى المختلفة.

4. في حال عدم توفر أي مقطع من فولاذ التسليح لأي سبب خارج عن الإرادة، يوصى باستخدام النوع المتوفر مع المحافظة على نفس المساحة المطلوبة.
5. عدد الطوابق للتصميم ستة طوابق ولم يتم حساب أي طابق إضافي يمكن أن يضاف للمبنى.
6. فولاذ التسليح المستخدم مبزر عالي المقاومة ذو اجهاد خضوع لا يقل عن (400 Mpa) وفي حال لم يتوفر هذا النوع فيجب إعادة التصميم.
7. استخدام الرجاج الميكانيكي اثناء الصب لازلة الفراغات بين الخرسانة.

قيم معامل شيوخرفية الأرض (S_1)

المتغير (S_1)	التفسير	رقم
1.0	جميع الأماكن خلافا لما هو وارد في 2 - 3 من هذا الجدول	1
1.1	الأماكن المعرضة للمخاطر (شواطئ البحر)	2
0.9	الأماكن المحيطة من الموانئ سواء بالداخل أو بالخارج	3

الملحقات

قيم معامل طبوغرافية الأرض (S₁)

الرقم	المكان	المعامل (S ₁)
1	جميع الأماكن خلافا لما هو وارد في 2 ، 3 من هذا الجدول.	1.0
2	الأماكن المعرضة للعواصف (شواطئ البحار ، قمم التلال).	1.1
3	الأماكن المحمية من العواصف سواء بالتلال أو بالعناصر الثابتة الأخرى.	0.9

قيم المعامل (S₂) تبعا لفئات الأرض و أنواع البناء و الارتفاع فوق الأرض

فئات الأرض	الفئة أ			الفئة ب			الفئة ج			الفئة د		
	أ	ب	ج	أ	ب	ج	أ	ب	ج	أ	ب	ج
3 أو أقل	0.83	0.78	0.73	0.72	0.67	0.63	0.64	0.60	0.55	0.56	0.52	0.47
5	0.88	0.83	0.78	0.79	0.74	0.70	0.70	0.65	0.60	0.60	0.55	0.50
10	1.00	0.95	0.90	0.93	0.88	0.83	0.78	0.74	0.69	0.67	0.62	0.58
15	1.03	0.99	0.94	1.00	0.95	0.91	0.88	0.83	0.78	0.74	0.69	0.64
20	1.06	1.01	0.96	1.03	0.98	0.94	0.95	0.90	0.85	0.79	0.75	0.70
30	1.09	1.05	1.00	1.07	1.03	0.98	1.01	0.97	0.92	0.90	0.85	0.79
40	1.12	1.08	1.03	1.10	1.06	1.01	1.05	1.01	0.96	0.97	0.93	0.89
50	1.14	1.10	1.06	1.12	1.08	1.04	1.08	1.04	1.00	1.02	0.98	0.94
60	1.15	1.12	1.08	1.14	1.10	1.06	1.10	1.06	1.02	1.05	1.02	0.98
80	1.18	1.15	1.11	1.17	1.13	1.09	1.13	1.10	1.06	1.10	1.07	1.03
100	1.20	1.17	1.13	1.19	1.16	1.12	1.16	1.12	1.09	1.13	1.10	1.07
120	1.22	1.19	1.15	1.21	1.18	1.14	1.18	1.15	1.11	1.15	1.13	1.10
140	1.24	1.20	1.17	1.22	1.19	1.16	1.19	1.17	1.13	1.17	1.15	1.12
160	1.25	1.22	1.19	1.24	1.21	1.18	1.21	1.18	1.15	1.19	1.17	1.14
180	1.26	1.23	1.20	1.25	1.22	1.19	1.22	1.20	1.17	1.20	1.19	1.16
200	1.27	1.24	1.21	1.26	1.24	1.21	1.24	1.21	1.18	1.22	1.21	1.18

قيم المعامل الإحصائي (S_3) حسب العمر المتوقع للمنشأ

المعامل (S_3)	نوع المنشأ
1.00	1. جميع الأبنية التي تختلف عما سيرد في 2، 3، 4
1.05	2. جميع الأبنية ذات الأهمية الخاصة مثل المستشفيات.
0.95	3. الأبنية أو المنشآت الأقل أهمية مثل المزارع والأبراج في المناطق الحرجية.
0.83	4. المنشآت التي تستعمل أثناء عملية الإنشاء مثل الطوبار والمنشآت المؤقتة.

أحمال الثلوج

أحمال الثلج (كن/م ²)	علو المنشأ عن سطح البحر (h) (بالمتر)
0	$250 > h$
$(h - 250) / 1000$	$500 > h > 250$
$(h - 400) / 400$	$1500 > h > 500$
$(h - 812.5) / 250$	$2500 > h > 1500$

معاملات الضغط الخارجية C_e لجدران الأبنية المستطيلة

معامل الضغط الخفي C_f	معامل الضغط الخارجي للسطح C_e				زاوية هبوب الريح α	المسطح الأفقي PLAN	المسقط الجانبي ELEVATION	نسبة أبعاد المبنى	نسبة ارتفاع
	د	ج	ب	أ					
-0.8	-0.5	-0.5	-0.2	+0.7	0			$\frac{2}{3} \geq \frac{1}{W} > 1$	
	-0.2	+0.7	-0.5	-0.5	90				
-1.0	-0.6	-0.6	-0.25	+0.7	0			$4 \geq \frac{l}{w} > \frac{2}{3}$	$\frac{1}{2} \geq \frac{h}{l}$
	-0.1	+0.7	-0.5	-0.5	90				
-1.1	-0.6	-0.6	-0.25	+0.7	0				
	-0.25	+0.7	-0.6	-0.6	90				

TABLE 16-I
TABLE 16-K

TABLE 16-I—SEISMIC ZONE FACTOR Z

ZONE	1	2A	2B	3	4
Z	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40

NOTE: The zone shall be determined from the seismic zone map in Figure 16-2.

TABLE 16-J—SOIL PROFILE TYPES

SOIL PROFILE TYPE	SOIL PROFILE NAME-GENERIC DESCRIPTION	AVERAGE SOIL PROPERTIES FOR TOP 100 FEET (30 480 mm) OF SOIL PROFILE		
		Shear Wave Velocity, V_s feet/second (m/s)	Standard Penetration Test, N [or N_{60} for cohesionless soil layers] (blows/foot)	Undrained Shear Strength, τ_u (psf) (kPa)
S_1	Hard Rock	> 5,000 (1,500)	—	—
S_2	Rock	2,500 to 5,000 (760 to 1,500)	—	—
S_3	Very Dense Soil and Soft Rock	1,200 to 2,500 (360 to 760)	> 50	> 2,000 (100)
S_4	Stiff Soil Profile	600 to 1,200 (180 to 360)	15 to 50	1,000 to 2,000 (50 to 100)
S_5	Soft Soil Profile	< 600 (180)	< 15	< 1,000 (50)
S_6	Soil Requiring Site-specific Evaluation. See Section 1629.3.1.			

Soil Profile Type S_6 also includes any soil profile with more than 10 feet (3048 mm) of soft clay defined as a soil with a plasticity index, $PI > 20$, $u_{mc} \geq 40$ percent and $s_u < 500$ psf (24 kPa). The Plasticity Index, PI , and the moisture content, w_{mc} , shall be determined in accordance with approved national standards.

TABLE 16-K—OCCUPANCY CATEGORY

OCCUPANCY CATEGORY	OCCUPANCY OR FUNCTIONS OF STRUCTURE	SEISMIC IMPORTANCE FACTOR, I	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 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 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 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 3,000 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

¹The limitation of I_e for panel connections in Section 1633.2.4 shall be 1.0 for the entire connector.
²Structural observation requirements are given in Section 1702.
³For anchorage of machinery and equipment required for life-safety systems, the value of I_e shall be taken as 1.5.

TABLE 16-N

TABLE 16-N—STRUCTURAL SYSTEMS¹

BASIC STRUCTURAL SYSTEM ²	LATERAL-FORCE-RESISTING SYSTEM DESCRIPTION	R	Ω_p	HEIGHT LIMIT FOR
				SEISMIC ZONES 3 AND 4 (feet) × 304.8 for mm
1. Bearing wall system	1. Light-framed walls with shear panels	5.5	2.8	65
	a. Wood structural panel walls for structures three stories or less	4.5	2.8	65
	b. All other light-framed walls			
	2. Shear walls	4.5	2.8	160
	a. Concrete	2.8	2.2	65
	b. Masonry			
	3. Light steel-framed bearing walls with tension-only bracing	4.4	2.2	160
	4. Braced frames where bracing carries gravity load	2.8	2.2	—
	a. Steel	2.8	2.2	65
	b. Concrete ³			
c. Heavy timber				
2. Building frame system	1. Steel eccentrically braced frame (EBF)	7.0	2.8	240
	2. Light-framed walls with shear panels	6.5	2.8	65
	a. Wood structural panel walls for structures three stories or less	5.0	2.8	65
	b. All other light-framed walls			
	3. Shear walls	5.5	2.8	240
	a. Concrete	5.5	2.8	160
	b. Masonry			
	4. Ordinary braced frames	5.6	2.2	160
	a. Steel	5.6	2.2	—
	b. Concrete ³	5.6	2.2	65
c. Heavy timber				
5. Special concentrically braced frames	6.4	2.2	240	
a. Steel				
3. Moment-resisting frame system	1. Special moment-resisting frame (SMRF)	8.5	2.8	N.L.
	a. Steel	8.5	2.8	N.L.
	b. Concrete ⁴	6.5	2.8	160
	2. Masonry moment-resisting wall frame (MMRWF)	5.5	2.8	—
	3. Concrete intermediate moment-resisting frame (IMRF) ⁵	4.5	2.8	160
	4. Ordinary moment-resisting frame (OMRF)	3.5	2.8	—
a. Steel ⁶	6.5	2.8	240	
b. Concrete ⁷				
5. Special truss moment frames of steel (STMF)				
4. Dual systems	1. Shear walls	8.5	2.8	N.L.
	a. Concrete with SMRF	4.2	2.8	160
	b. Concrete with steel OMRF	6.5	2.8	160
	c. Concrete with concrete IMRF ⁵	5.5	2.8	160
	d. Masonry with SMRF	4.2	2.8	160
	e. Masonry with steel OMRF	4.2	2.8	—
	f. Masonry with concrete IMRF ³	4.2	2.8	—
	g. Masonry with masonry MMRWF	6.0	2.8	160
	2. Steel EBF	8.5	2.8	N.L.
	a. With steel SMRF	4.2	2.8	160
	b. With steel OMRF			
	3. Ordinary braced frames	6.5	2.8	N.L.
	a. Steel with steel SMRF	4.2	2.8	160
	b. Steel with steel OMRF	6.5	2.8	—
	c. Concrete with concrete SMRF ³	4.2	2.8	—
	d. Concrete with concrete IMRF ³	4.2	2.8	—
	4. Special concentrically braced frames	7.5	2.8	N.L.
a. Steel with steel SMRF	4.2	2.8	160	
b. Steel with steel OMRF				
5. Cantilevered column building systems	1. Cantilevered column elements	2.2	2.0	35 ⁷
6. Shear wall-frame interaction systems	1. Concrete ⁸	5.5	2.8	160
7. Undefined systems	See Sections 1629.6.7 and 1629.9.2	—	—	—

N.L.—no limit

¹See Section 1630.4 for combination of structural systems.²Basic structural systems are defined in Section 1629.6.³Prohibited in Seismic Zones 3 and 4.⁴Includes precast concrete conforming to Section 1921.2.7.⁵Prohibited in Seismic Zones 3 and 4, except as permitted in Section 1634.2.⁶Ordinary moment-resisting frames in Seismic Zone 1 meeting the requirements of Section 2211.6 may use a R value of 8.⁷Total height of the building including cantilevered columns.⁸Prohibited in Seismic Zones 2A, 2B, 3 and 4. See Section 1635.2.7.

TABLE 16-O

TABLE 16-Q—SEISMIC COEFFICIENT C_d

SOIL PROFILE TYPE	SEISMIC ZONE FACTOR, Z				
	Z=0.075	Z=0.15	Z=0.2	Z=0.3	Z=0.4
S_1	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_d$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_d$
S_C	0.09	0.18	0.24	0.33	$0.40N_d$
S_D	0.12	0.22	0.28	0.36	$0.44N_d$
S_E	0.19	0.30	0.34	0.36	$0.36N_d$
S_F	See Footnote 1				

¹Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis shall be performed to determine seismic coefficients for Soil Profile Type S_F .

TABLE 16-R

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_1	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_r$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_r$
S_C	0.13	0.25	0.32	0.45	$0.56N_r$
S_D	0.18	0.32	0.40	0.54	$0.64N_r$
S_E	0.26	0.50	0.64	0.84	$0.96N_r$
S_F	See Footnote 1				

¹Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis shall be performed to determine seismic coefficients for Soil Profile Type S_F .

المصادر والمراجع

1. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-05) and Commentary, USA, 2005.
2. Uniform Building Code (UBC-1997) For Seismic Loads Determination, Volume 3, NY, USA, 1997.
3. Bernal, Dionisio- Leet, Kenneth- Reinforced Concrete Design- third edition- copyright by The MC Graw-Hill Companies-1997.
4. كودات البناء الوطني الأردني، كودة الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 2002 م.
5. فوزي الجمل و صلاح السيخ و سليمان الطويل "تأهيل وتطوير مبنى A/جامعة بوليتكنك فلسطين" مشروع تخرج، جامعة بوليتكنك فلسطين، الخليل، فلسطين، 2006 .
6. تلخيص وملاحظات الدكتور المشرف.