جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع

التصميم الإنشائي لمركز زكاة وصدقات الخليل

فريق العمل

أنس الشويكي   إياد العسيلي   حسن نصار

إشراف:

د. هيثم عياد.

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع

التصميم الإنشائي لمركز زكاة وصدقات الخليل

فريق العمل

أنس الشويكي   إياد العسيلي   حسن نصار

إشراف:

د. هيثم عياد.

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

على التصاميم والتفاصيل الإنشائية الكاملة لمبنى متعدد الطوابق

فريق العمل

أنس الشويكي | **إياد العسيلي** | **حسن نصار**

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

توقيع مشرف المشروع

د.هيثم عياد

....

توقيع رئيس الدائرة

د.هيثم عياد

....

حزيران – ٢٠٠٨

الإهداء

إلى كل من يروم لأن يغتني بالبحث عن كينونته وسط تراكم معرفي زاخر....

إلى الذين لا يسأمون في أن يرفعوا اللبنة فوق اللبنة ليس لبناء جدار عازل! بل لتشييد شرفة لنطل من عليائها على ماضينا السحيق ونستشرق من عليها معالم مستقبلنا....

.....

نهدي إلى....

آبائنا وأمهاتنا....

وشعور الواجب المتدفق نحوهم....

واشتياق الاتصال الدائم بهم....

والحنين المحرق للالتقاء بهم....

إلى من كل صدره رحباً.... لعزلتنا ووحدتنا في هذا البحث

.....

ثم إلى هذا الجيل الصاعد....

إلى الشباب في ربوعه....

إليكم أحبتنا جميعاً نهدي هذا العمل المتواضع

فريق العمل

الشكر والتقدير

إلى دوحة العلم التي أينعت ففاضت ثمّ فاضت، إلى أساتذتي الأفاضل الذين زرعت ألسنتهم **علماً غادقاً،** الذين حباهم الله بدقة الحس وسلامة **الذوق، فأفرغوا** على العلم حلة من الجمال والبهاء في سبيل الوصول به وبنا نحو درجة الكمال تبعاً لتطور الحياة في هذا العصر، وما دخل عليها من تغير في النظم والتقاليد، **ولا ننسى أن نخص بالشكر كلاً من:**

- جامعة بوليتكنك فلسطين الموقرة، وكلية الهندسة والتكنولوجيا، ودائرة الهندسة المدنية والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج الأجيال **وبناة الغد.**

- جميع الأساتذة بالجا**معة ونخص بالذكر الدكتور** هيثم عياد، **الذي بذل** الجهد النفيس للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق.

- **مكتبة الجامعة وا**لقائمين عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم **لنا في** توفير الكتب الخاصة بالمشروع.

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي لمركز زكاة وصدقات الخليل

فريق العمل

أنس الشويكي **إياد العسيلي** **حسن نصار**

جامعة بوليتكنك فلسطين- ٢٠٠٨ م

إشراف:

د. هيثم عياد

تتلخص فكرة المشروع في إنجاز بحث علمي يشمل كافة الدراسات النظرية والتحليلية والتصميمية، بهدف عمل التصميم الإنشائي الكامل لكافة العناصر الإنشائية بجميع تفصيلاتها لمبنى المركز ــ التابع لوزارة الأوقاف والشؤون والمقدسات الإسلامية ـ والمفترض بناؤه على أرض خليل الرحمن.

وهذا المشروع يتكون من ثمانية طوابق، تحتوي على الكثير من الفعاليات التي يحتاجها المستخدم، وقد صمم هذا المبنى على احدث الطرز المعمارية بما يحقق متطلبات الراحة والأمان والرفاهية.

تم تصميم هذا المبنى إنشائيا اعتمادا على الكود الأمريكي، كما تم اعتماد كودات أخرى مساعدة. وقد احتوى المشروع في مجمله على التحليل الإنشائي للمبنى، والطرق المتبعة في التصميم، إضافة إلى المخططات التنفيذية الخاصة بالعناصر الإنشائية المكونة للمبنى.

Abstract

The Structural Design of Hebron Zakat & Charity Committee Center

Work Team

Anas Al-Shwaiki **Hassan Nassar** **Iyad Osaily**

Palestine Polytechnic University-2008

Supervisor
Dr. Haitham Ayyad

The purpose of this project is the structural design of a multi-story building in Hebron city.

This building consists of six floors and it contains a plenty of activities.

The structural design of the building was carried out according to the ACI318M-05 Code, in addition, some assistant codes were used.

The project composed of analysis & design of the structural parts of the building, and all of the plans needed to complete the construction.

الفهرس

الفصل الثالث   الوصف الإنشائي

فهرس الأشكال والرسومات

List of Figures

فهرس الجداول

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **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 centroid of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **Fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **I** = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.

- **Ln** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- **Ld** = development length.
- **Lw** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **Pu** = factored axial load
- **S** = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete. (kN/m^3).
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- **SH** = Shear Wall.
- **BS** = Basement Wall

١.١ المقدمة:

يعد المبنى أحد أهـم الاحتياجـات الإنسـانية علـى مـر الـزمن، ويتشـكل المبنى بناءً على تنوع طـرق المعيشـة والمتطلبـات الحياتيـة، والتطـورات التقنيـة التي ظهرت عبر السنوات. لكن هذا التطور في العصـور المتقدمـة اسـتدعى أوقاتـا طويلة للانتقال من مطلب حياتي إلى آخر أو من تقنيـة إلـى أخـرى، فقـد اسـتدعى انتقال الإنسان إلى الكهف ومنه إلى الكوخ مئات السنين.

ونتيجة للتطور الكبير في أنظمة وتقنيات البناء بعد استخدام مواد البناء الحديثة كالإسمنت، والألمنيوم، والبلاستيك وغيرها، أصبحت المدن مزدحمة بالمباني المختلفة الوظائف والهيئات والارتفاعات، مما قلص الفترات الزمنية المطلوبة لإحداث التطور المواكب لمتطلبات الإنسان المتسارعة. كما ساهم تطور الأنظمة الهندسية والخدمات مثل أنظمة الكهرباء والهاتف، وشبكات المياه في تغيير شكل المباني والمدن على حدٍ سواء. وشهدت الحقبة الأخيرة من القرن العشرين ثورة في تقنيات الحاسوب وأنظمة المعلومات والاتصالات، أثرت في الأنشطة الحياتية للإنسان، وارتبط الكثير من نشاط الإنسان اليومي بهذه التقنيات الإلكترونية بصورة أو بأخرى، ظهر تأثيرها على تصميم المبنى " سكني ـ مكتبي ـ صناعي.... الخ "، وظهر جيل جديد من المباني يستخدم هذه التقنيات وبمساعدة الحاسوب، ليس فقط لتنظيم العلاقة بين الأنظمة المختلفة المستخدمة

في المبنى، وزيادة الرفاهية والترف للحضارة المدنية، ولكن لتقليل استهلاك الطاقة التي أصبحت تشكل خطرا قادما بالمقارنة بين الطاقة المستهلكة والمنتجة.

٢.١ لمحة عامة:

يثير الاكتفاء بإنفاق معظم أمــوال الصــدقات والزكــوات علـــى المســـاعدات الإنمائية الطارئة على الفقراء وعدم إخراجهم مـــن دائـــرة الفقـــر، انتقـــادات خبـــراء اقتصاديين وناشطين في العمل الأهلي الـــذين يـــدعون لتطـــوير المراكـــز الخدماتيـــة لهذه الأموال الدينية.

برزت مؤسسات الزكاة في صورتها العصرية في العقود القليلة الماضية. لقد كان ذلك إحياءً لهذا القطاع الحيوي الذي بقي مهملا طوال عقود طويلة سابقة، أو قرون من الزمن في بعض الأحوال، رغم ما يوليه هذا القطاع من الأهمية.

ولا يغيب عن الأذهان ما للقطاع الخيري بشكل عام، في مجالات الزكاة والأوقاف، وأوجه الإنفاق الأخرى، من بصمات لا تخطئها العين في النهضة الحضارية التي عرفها التاريخ الإسلامي الحافل.

كما لم يكن مستغربا أن يكون الضمور الحضاري للمسلمين متوافقا مع انحسار هذا القطاع الحيوي وتراجعه، ضمن عوامل ذاتية وخارجية في القرون الأخيرة. وقد جاءت نهضة مؤسسات الزكاة والعمل الخيري الإسلامية في شكلها الحديث إقرارا ضمنيا بعدم جدوى الاقتصار على الوسائل التقليدية في توزيع الزكاة عبر آفاق محدودة.

يذكر أن لجنة زكاة وصدقات الخليل تقوم على خدمة الألوف من الفقراء الأيتام والعائلات المستورة، وأصحاب الاحتياجات الطارئة، وحيث إن خدمات اللجنة قد توسعت وأصبحت ملاذا للكثير من أهل هذا البلد المرابط مما حدا بها إلى إعداد مشروع (بناء مركز زكاة وصدقات الخليل)، محاولة منها لاستكمال خدماتها لصالح أهل الحاجة من الفقراء والمحتاجين.

٣.١ مشكلة المشروع:

تتلخص مشكلة المشروع في إنجاز بحث علمي يشمل الدراسات النظرية والتحليلية، والتصميمية لموضوع مشروع التخرج الذي يهدف إلى معالجة حقيقية وعملية في مجال الهندسة المدنية " هندسة المباني ".

حيث سيتم تطبيق هذه الدراسات بغرض إعداد التصميم الإنشائي الكامل لمبنى المشروع، بدءا بتصميم كل عنصر إنشائي على حدة (العقدات، الجسور، الأعمدة.... الخ)، وانتهاءً بالتصميم الإنشائي الكامل للمبنى، مع مراعاة المحافظة على الشكل المعماري المنشود والمحافظة على جمالية هذا المبنى.

٤.١ أهداف المشروع:

تتلخص أهداف المشروع فيما يلي:

١- التصميم الإنشائي لكافة العناصر الإنشائية في المبنى، للخروج بمخططات تنفيذية كاملة وقابلة تنفيذها على أرض الواقع بأسهل الطرق وأقل التكاليف، بما يحقق الوظيفة التي قد صمم من أجلها المبنى.

٢- مواءمة التصميم الإنشائي للتصميم المعماري قدر الإمكان، بما يظهر القدرة الإنشائية للتعامل مع مختلف الأفكار والعناصر المعمارية في المبنى، وإخراج المبنى بصورة مميزة شريطة عدم التأثير على قدرة المبنى ومتانته.

٣- تجسيد المعلومات والأفكار التي توافرت من خلال المساقات التي تمت دراستها، واستخدامها بغية تحقيق التصميم المنشود.

٥.١ دوافع اختيار المشروع:

١- اكتساب المهارة في التصميم الإنشائي، وتطوير الحس الإنشائي اللازم لخوض ميدان العمل بكل جدارة واقتدار، باختلاف الطرز المعمارية.

٢- غياب التصميم الإنشائي الكامل لهذا المبنى، ففي حال اعتماد نتائج التصميم من قبل اللجنة الممتحنة، فإنه سيتم اعتماد كافة الدراسات الإنشائية للمبنى وتشييد المبنى على أساس تلك النتائج من قبل المكتب الهندسي القائم على تصميم المشروع، وتجهيز مخططاته المعمارية والإنشائية والكهربائية والميكانيكية.

٣- الخروج عن المعنى الضيق لمهندس المباني، فقد انحصرت هذه المعرفة التقليدية على معنى المهندس المختص بأمور التنفيذ دون التصميم.

٦.١ نطاق المشروع:

- تتمحور الدراسة حول إجراء التصميم الانشائي الكامل لمركز زكاة وصدقات الخليل بما يحويه من عناصر إنشائية متنوعة، وتشتمل على المخططات الإنشائية للأساسات والجدران الإستنادية، والأعمدة ومخططات تسليح أسقف الأدوار المختلفة والأدراج.... الخ، موضحا عليها المحاور والتفاصيل اللازمة، مع عمل جداول التسليح والتفاصيل التي

تشمل القطاعات المختلفة والأبعاد، وكيفية توزيع الحديد مع المذكرة الحســابية، مرفقــا بتحديد إجهاد الخرسانة التصميمي، وكذلك إجهاد الخضوع لحديد التسليح، والأحمال الحية والميتة وأية ملاحظة إنشائية أخرى مطلوب التدقيق فيها.

- إجراء التعديلات اللازمة ـ إن وجدت ـ على المخططات المعمارية.
- عدم شمولية الدراسة على أية تصاميم كهربائية أو ميكانيكية.

٧.١ منهجية المشروع:

تعتبر الدراسات التحليلية والتصميمية والتنفيذية الحديثة لأي مشروع، الضمان الرئيسي للوصول إلى عمل هندسي متكامل وناجح، وفيما يلي خطوات تبين تسلسل أعمال المشروع:

١- دراسة المخططات المعمارية الخاصة بالمشروع، والتأكد من تطابقها في أجزائها المختلفة.

٢- إجراء التعديلات المعمارية اللازمة ـ إن وجدت ـ ومن ثم مراجعتها بشكلها النهائي.

٣- الدراسة الإنشائية للمبنى من حيث العناصر الإنشائية المكونة للمبنى، وتحديد النظام الإنشائي المناسب.

٤- تحديد الأحمال التي يتعرض لها المبنى سواء أكانت استاتيكية أم ديناميكية " الأحمال الميتة، الأحمال حية، أحمال الثلوج، أحمال الرياح أو قوى الزلازل ".

٥-عمل الدراسات التحليلية المحوسبة للعناصر الإنشائية في المبنى، والتعرف على الحالات الحرجة (الخطرة).

٦- مراجعة نتائج الدراسات التحليلية المحوسبة يدويا، والتأكد من تطابق النتائج.

٧- عمل التصميم الإنشائي المحوسب للعناصر المختلفة، اعتمادا على الدراسات التحليلية والنتائج التي أوجدتها هذه الدراسات.

٨- مراجعة التصميم الإنشائي المحوسب يدويا.

٩- ترجمة كافة النتائج التي تم االحصول عليها سابقا على شكل مخططات تفصيلية نهائية وقابلة للتنفيذ.

١٠- عرض المشروع ومناقشته أمام لجنة هندسية مختصة، من أجل إدخال التعديلات اللازمة ــ إن وجدت ــ واعتماد المخططات بصورتها النهائية.

ملاحظة: كتابة نص المشروع تمت بالتزامن مع كل مرحلة من المراحل السابقة، وفقا لمخطط الزمني المقترح.

٨.١ محتويات المشروع:

الفصل الأول:

يتناول هذا الفصل مقدمة عامة عن المشروع بكامل تفصيلاتها بالإضافة إلى المخطط الزمني المقترح لتسلسل مراحل العمل في المشروع.

الفصل الثاني:

يستعرض هذا الفصل الوصف المعماري الخاص بالمشروع والمزايا المعمارية المميزة لعناصر المشروع.

الفصل الثالث:

يتناول تعريف عام بالمفاهيم اللازمة لعمليتي التحليل الإنشائي والتصميم الإنشائي، كما يظهر الوصف العام للعناصر الإنشائية المختلفة المستخدمة في المبنى.

الفصل الرابع:

يبين طريقة التحليل الإنشائي المطبقة على عينة مختارة لكل عنصر من العناصر المكونة للمشروع مع تحديد الأحمال التي تتعرض لها ومن ثم تسليحها.

الفصل الخامس:

يناقش أهم النتائج التي تم التوصل إليها، والتوصيات التي من شأنها تحسين تنفيذ المشروع.

الفصل الأول: المقدمة

1.1 المقدمة

2.1 لمحة عامة

3.1 مشكلة المشروع

4.1 أهداف المشروع

5.1 دوافع اختيار المشروع

6.1 نطاق المشروع

7.1 منهجية المشروع

8.1 محتويات المشروع

.

الفصل الثاني: الوصف المعماري

٢.١ المقدمة

٢.٢ لمحة عامة عن المشروع

٢.٣ المشروع المقترح

٢.٤ موقع المشروع

٢.٥ النواحي المعمارية

٢.٦ الواجهات

الفصل الثالث: الوصف الإنشائي

3.1 Introduction

3.2 Analysis and Design of Structures

3.3 Objectives of Structural Design

3.4 Materials

3.5 Loads

3.6 Philosophies of Design

3.7 Structural elements

3.8 Computer Programs

4.1 Introduction

This chapter shows the steps of the analysis and the design for all the types of the structural members of the building.

For example: In this structure, there are three types of slabs: the solid slabs, the one-way ribbed slabs and the two-way ribbed slabs. They would be analyzed and designed, by using the finite element method of design, depending on the computer aided analysis & design, such as ATIR- Software; to find the internal forces and the deflection of the one way ribbed slabs, in addition to the other programs such as, STAAD PRO2004- Software; to find the internal forces and the deflection for both one way-solid slabs, two-way solid slabs and two-way ribbed slabs. Then, other steps of calculations would be made; to find the required reinforcement for the all members.

4.2 Factored Load

For the project structural member's analysis and design, the factored load can be obtained as follows:

$$q_u = 1.2 \times D + 1.6 \times L \quad \text{(ACI318M-05, Sec. 9.2, Eq. 9.1)}$$

4.3 Determination of Thicknesses

4.3.1 Determination of Thickness of the One–Way Ribbed Slab

The structure may be exposed to different loads such as dead loads and live loads. The values of these loads depend on the structure type and the intended use.

The overall depth can be obtained according to the minimum thicknesses of non pre-stressed beams or one way slabs given in the ACI318M-05 (Sec. 9.5.2.1- table 9.5.a), as follows:

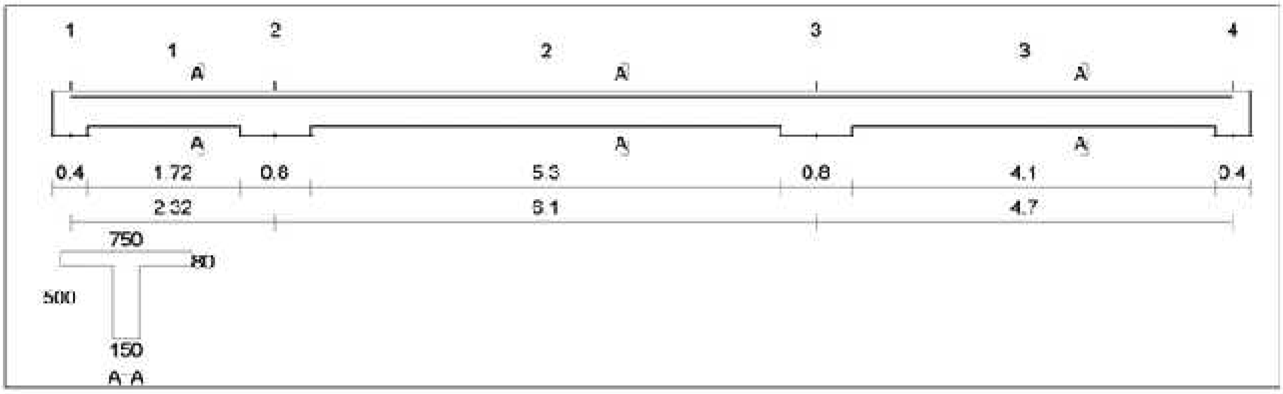


Figure (4-1) Rib 1.

For the spans arranged from left to right for one way-ribbed slab, the minimum thicknesses are:

For R(7B) in the second floor slab:

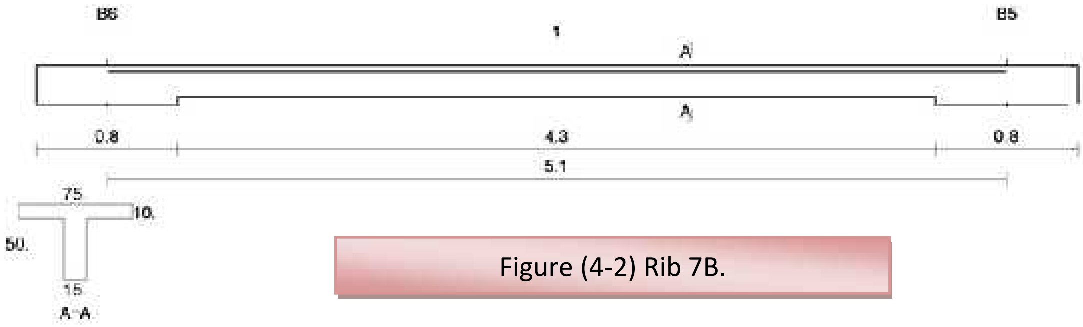


Figure (4-2) Rib 7B.

$$h \geq \frac{L}{16} = \frac{5.10}{16} = 31.88 \text{ cm}$$

For (R2) in the basement floor slab:

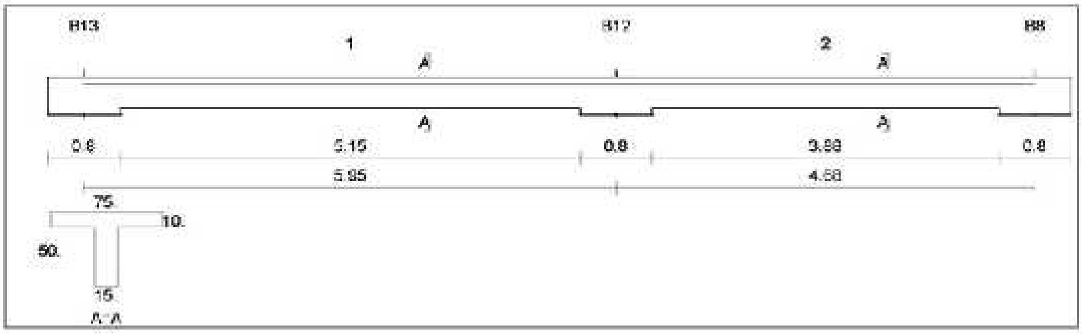


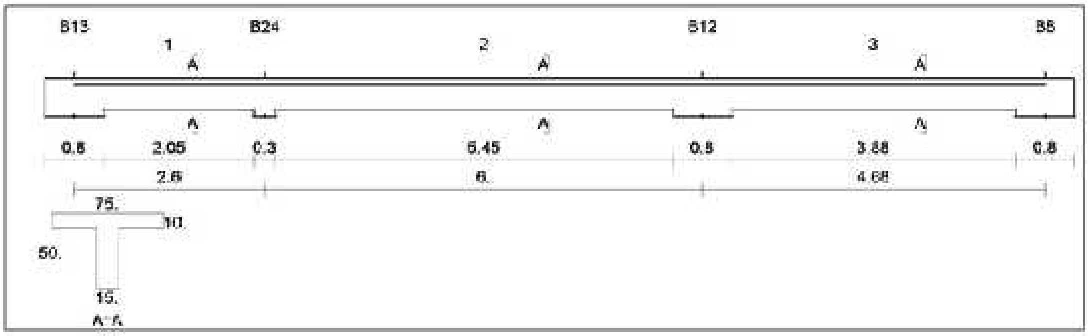
Figure (4-3) Rib 2.

From left to right:

$$h_1 \geq \frac{L_1}{18.5} = \frac{5.95}{18.5} = 32.16 \text{ cm}$$

$$h_2 \geq \frac{L_2}{18.5} = \frac{4.68}{18.5} = 25.3 \text{ cm}$$

For (R1) in the basement floor slab:



From left to right:

Figure (4-4) Rib1 In Basement Floor.

$$h_1 \geq \frac{L_1}{18.5} = \frac{2.60}{18.5} = 14.05 \text{ cm}$$

$$h_2 \geq \frac{L_2}{21} = \frac{6.00}{21} = 28.57 \text{ cm}$$

$$h_3 \geq \frac{L_3}{18.5} = \frac{4.68}{18.5} = 25.30 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{ Select } h = 35 \text{ cm}$$

4.3.2 Determination of Thickness of The Two-Way Ribbed Slab

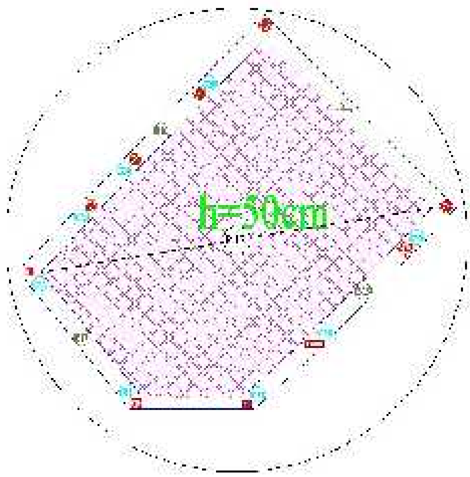


Figure (4-5) Two way Ribbed Slab.

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

$$\overline{Y_{Rib}} = \frac{\sum A.Y}{\sum A} = \frac{2\times0.3\times0.1\times0.05+0.15\times0.35\times0.175}{2\times0.3\times0.1+0.15\times0.35} = 0.1083 \text{ m} = 10.83 \text{ cm}$$

$$I_{Rib} = \frac{0.75\times(0.1083)^3}{3} - \frac{(0.75-0.15)\times(0.0083)^3}{3} + \frac{0.15\times(0.2417)^3}{3} = 1.023\times10^{-3} \text{ m}^4/\text{b}$$

$$I_{Slab} = \frac{1.023\times10^{-3}}{0.75}(6.4) = 8.73\times10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_{b1} = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12}\times0.8\times0.3^3 = 1.8\times10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sim_1 = \frac{I_b}{I_S} = \frac{1.8\times10^{-3}}{8.73\times10^{-3}} = 0.206$$

For the other direction:

$$\overline{Y}_{Rib} = 0.114m \ , I_{Rib} = 9.77\times10^{-4}m^4 \ , I_{Slab} = 5.529\times10^{-3}m^4 \ , I_b = 1.8\times10^{-3}m^4 , \sim_2 = 0.326$$

$$\sim_m = \frac{\sim_1 + \sim_2}{2} = \frac{0.206+0.326}{2} = 0.266$$

$$0.2 < \sim_m = 0.266 < 2$$

According to the ACI318M-05(Section 9.5.3.3, Eq. 9.12),

$$h_m = \frac{I_n\left(0.8+f_y/1500\right)}{36+5 \quad \left(\sim_m - 0.2\right)} \text{ \& Not Less Than 125 mm}$$

$$= \frac{L_a}{L_b} = \frac{15.02}{11.13} = 1.35$$

$$h_m = \frac{15.02\left(0.8+420/1500\right)}{36+5\times1.35\left(0.266-0.2\right)} = 44.5 \text{ cm}$$

Determination of thickness of slab according to the new dimensions:

$$\overline{Y}_{Rib} = \frac{\sum A.Y}{\sum A} = \frac{2\times0.3\times0.1\times0.05+0.15\times0.445\times0.223}{2\times0.3\times0.1+0.15\times0.445} = 0.1408 \text{ m} = 14.08 \text{ cm}$$

$$I_{Rib} = \frac{0.75\times\left(0.1408\right)^3}{3} - \frac{\left(0.75-0.15\right)\times\left(0.0408\right)^3}{3} + \frac{0.15\times\left(0.0.3042\right)^3}{3} = 2.092\times10^{-3}m^4$$

$$I_{Slab} = \frac{2.092\times10^{-3}}{0.75}\times6.4 = 0.01785 \text{ m}^4$$

$$I_{b1} = \frac{1}{12}bh^3 = 1.8\times10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sim_1 = \frac{I_b}{I_S} = \frac{1.8\times10^{-3}}{0.01785} = 0.1008$$

For the other direction:

$$\overline{Y_{Rib}} = 0.149m \ , I_{Rib} = 1.99\times10^{-3} m^4 \ , I_{Slab} = 0.0267 m^4 \ , I_b = 1.8\times10^{-3} m^4 , \sim_2 = 0.067$$

$$\sim_m = \frac{\sim_1 + \sim_2}{2} = \frac{0.1008 + 0.067}{2} = 0.084$$

$$\sim_m = 0.084 < 0.2$$

According to the ACI318M-05 (Section 9.5.3.3-Table (9.5.c)), without drop panels with Exterior panels and without edge beams, Select the thickness of slab to be as L/30, then:

$$\therefore \ \frac{L}{30} = \frac{15.02}{30} = 50 \text{ cm}$$

∴ Thickness of Slab is 50 cm > 44 cm

Resolve using 50 cm as a thickness of the slab:

$$\overline{Y_{Rib}} = \frac{\sum A.Y}{\sum A} = \frac{2\times0.3\times0.1\times0.05 + 0.15\times0.5\times0.25}{2\times0.3\times0.1 + 0.15\times0.5} = 0.161 \text{ m} = 16.1 \text{ cm}$$

$$I_{Rib} = \frac{0.75\times(0.161)^3}{3} - \frac{(0.75-0.15)\times(0.0611)^3}{3} + \frac{0.15\times(0.3389)^3}{3} = 2.944\times10^{-3} m^4$$

$$I_{Slab} = \frac{2.944\times10^{-3}}{0.75}\times6.4 = 0.025 \text{ m}^4$$

$$I_{b1} = \frac{1}{12} bh^3 = 1.8\times10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sim_1 = \frac{I_b}{I_S} = \frac{1.8\times10^{-3}}{0.025} = 0.072$$

For the other direction:

$$\overline{Y}_{\mathrm{Rib}} = 0.17m \ , I_{Rib} = 2.804\times10^{-3}m^{4} \ , I_{Slab} = 0.0378m^{4} \ , I_{b} = 1.8\times10^{-3}m^{4}, \sim_{2} = 0.048$$

$$\sim_{m} = \frac{\sim_{1}+\sim_{2}}{2} = \frac{0.072+0.048}{2} = 0.06$$

$$\sim_{m} = 0.06 < 0.2$$

According to the ACI318M-05 (Section 9.5.3.3-Table (9.5.c)), without drop panels with Exterior panels and without edge beams, Select the thickness of slab to be as L/30, then:

$$\frac{L}{30} = \frac{15.02}{30} = 50 \text{ cm}$$

4.4 Load Calculation

4.4.1 One-Way Ribbed Slab

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

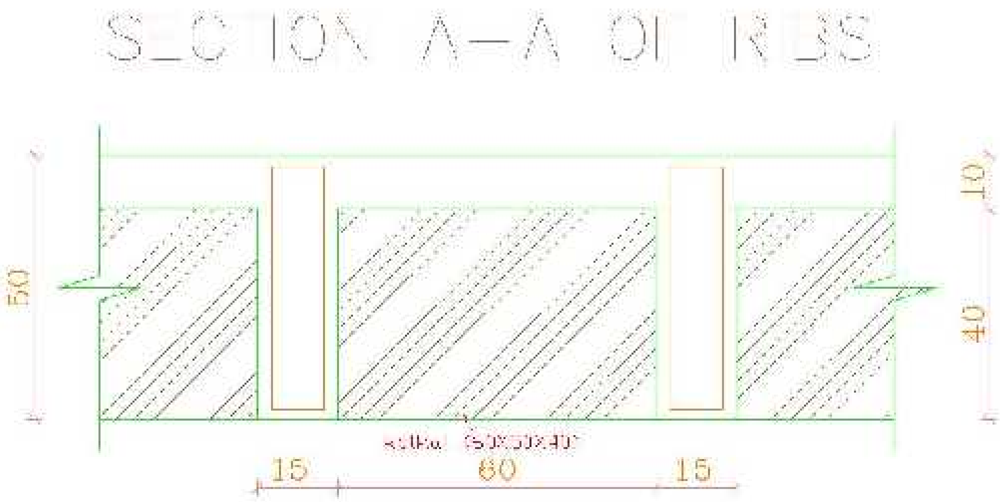


Figure (4-6) section in rib.

Nominal Dead Loads and Factored Dead Loads of one Rib

Topping $= 0.10 \times 25 \times 0.75 = 1.88$ kN/m

Rib $= 0.40 \times 0.15 \times 25 = 1.5$ kN/m

Block $= 0.6 \times 0.34 \times 0.5 + 0.6 \times 0.06 \times 22 = 0.89$ kN/m

Tiles $= 0.03 \times 24 \times 0.75 = 0.54$ kN/m

Sand $= 0.1 \times 0.75 \times 16 = 1.2$ kN/m

Plastering $= 0.02 \times 22 \times 0.75 = 0.33$ kN/m

Partitions $= 0.00 \;\; (\text{Commercial})$

$\Rightarrow$ Total of Dead Loads $= 6.34$ kN/m Linear

$\Rightarrow\Rightarrow$ Factored Dead Load $= 1.2 \times 6.34 = 7.60$ kN/m

Live Load $= 5 \times 0.75 = 3.75$ kN/m

$\Rightarrow$ Factored Live Load $= 1.6 \times 3.75 = 6$ kN/m

$Wu = 1.2D+1.6L = 7.60+6 = 13.60$ kN/m

Nominal Dead Loads and Factored Dead Loads of Topping

Topping $= 0.10\times 25 = 2.50$ kN/m^2

Block $= 0.34\times 0.5+0.06\times 22 = 1.49$ kN/m^2

Tiles $= 0.03\times 24 = 0.72$ kN/m^2

Sand $= 0.1\times 16 = 1.6$ kN/m^2

Plastering $= 0.02\times 22 = 0.44$ kN/m^2

Partitions $= 0.00 \; (\text{Commercial})$

$\Rightarrow$ Total of Dead Loads $= 6.75$ kN/m^2

$\Rightarrow\Rightarrow$ Factored Dead Load $= 1.2\times 6.75 = 8.10$ kN/m^2

Live Load $= 5$ kN/m^2

$\Rightarrow$ Factored Live Load $= 1.6\times 5 = 8.00$ kN/m^2

$\Rightarrow\Rightarrow$ Total Factored Loads $= 6.75 + 8.00 = 14.75$ kN/m^2

For 1m strip of topping:

$\Rightarrow\Rightarrow$ Total Factored Loads $= 14.75 \times 1 = 14.75$ kN/m

4.4.2 Two-way Ribbed Slab

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

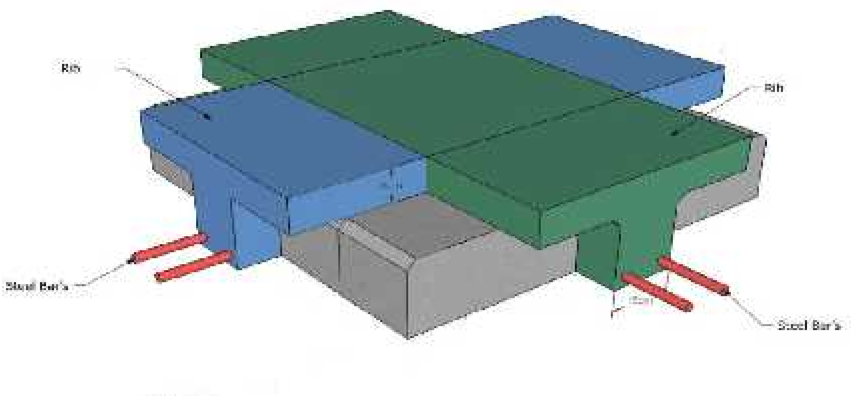


Figure (4-7) Details of Two way Ribbed Slab.

Nominal Dead Loads and Factored Dead Loads of Two-way Ribbed Slab

$$\text{Topping} = 0.10\times0.75\times0.65\times25 = 1.22 \text{ kN/Unit}$$

$$\text{Rib} = 0.15\times0.40\left(0.75+0.5\right)\times25 = 1.88 \text{ kN/Unit}$$

$$\text{Block} = 0.34\left(0.3\times0.25\times4\right)\times0.5+0.06\left(0.3\times0.25\times4\right)\times22 = 0.45 \text{ kN/Unit}$$

$$\text{Tiles} = 0.03\times0.75\times0.65\times24 = 0.35 \text{ kN/Unit}$$

$$\text{Sand} = 0.1\times0.75\times0.65\times16 = 0.78 \text{ kN/Unit}$$

$$\text{Plastering} = 0.02\times0.75\times0.65\times22 = 0.21 \text{ kN/Unit}$$

$$\text{Partitions} = 0.00 \quad \left(\text{Commercial}\right)$$

$$\Rightarrow \text{Total Dead Loads} = 4.89 \text{ kN/Unit}$$

$$\Rightarrow\Rightarrow \text{Total Dead Loads} = \frac{4.89}{0.75\times0.65} = 10.03 \text{ kN/m}^2$$

$$\Rightarrow\Rightarrow\Rightarrow \text{Factored Dead Load} = 1.2\times10.03 = 12.04 \text{ kN/m}^2$$

Live Load $= 5\ kN/m^2$

$\Rightarrow$ Factored Live Load $= 1.6 \times 5 = 8\ kN/m^2$

$Wu = 1.2D+1.6L = 12.04+8 = 20.04\ kN/m^2$

4.5 Design of Topping

4.5.1 Design of Topping of One–Way Ribbed Slab

4.5.1.1 Design of Moment

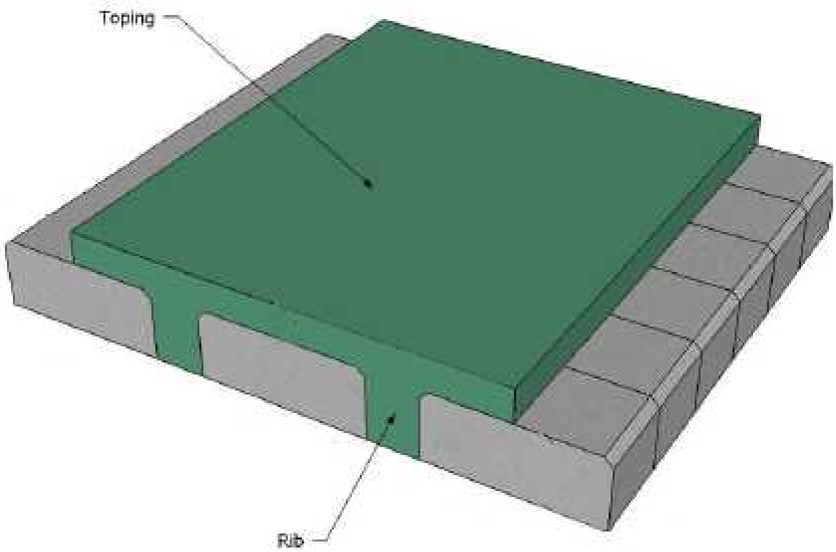


Figure (4-8) Design of Topping.

$$Mu_{max} = \frac{Wu.L^2}{12} = \frac{14.75\times(0.6)^2}{12} = 0.44\ kN.m$$

$$\Phi.Mn \geq Mu \quad (ACI318M\text{-}05\text{ - Sec. }14.8.3,\ eq.14\text{-}3)$$

$$Mn = 0.42\sqrt{fc'}.Sm$$

$$fc' = 0.85fcu$$

$$Sm = \frac{bh^2}{6} = \frac{1000\times100^2}{6} = 1.67\times10^6\ mm^3$$

$$Mn = 0.42\sqrt{25.5}\times1.67\times10^6 = 3.54\ kN.m$$

$$\Phi.Mn \geq Mu$$

$$0.55\times3.54 = 1.95\ kN.m \geq Mu = 0.44\ kN.m$$

∴ No structural reinforcement is required, but minimum reinforcement due to shrinkage and temperature is required.

According to the ACI318M-05 (Sec. 7.12.2.1, Eq. b)

For Shrinkage And Temprature Reinforcement, Whene $Fy = 420MPa$

$$\Rightarrow As_{min} = 0.0018\times b\times h$$

$$As_{min} = 0.0018\times100\times10 = 1.8\ cm^2/m$$

Use $1\Phi8/25cm \Rightarrow (4\Phi8/1m)$ with $As = 2cm^2/m > 1.442cm^2/m$ in both directions.

4.5.1.2 Design of Shear

The topping must be designed so that no shear reinforcement is required.

$$Vu = \frac{q_u.L}{2} = \frac{14.75 \times 0.6}{2} = 4.43 \text{ kN}$$

$$\Phi.Vc \geq Vu$$

$$\Phi Vc = 0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{fc'}.b.d$$

$$\Phi.Vc = 0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{25.5} \times 1000 \times 50$$

$$\Phi.Vc = 31.56 \text{ kN}$$

$$\Phi.Vc = 31.56 \text{ kN} >> Vu = 4.43 \text{ kN}$$

∴ No shear reinforcement is required for topping.

4.5.2 Design of Topping of Two-Way Ribbed Slab

The topping of the two-way ribbed slab is stronger than the topping for the one-way ribbed slabs. Therefore, only minimum reinforcement due to shrinkage and temperature is required as same as the one-way ribbed slab.

Use 1Φ8/25cm $\Rightarrow (4\Phi 8/1\text{m})$ with $As = 2\text{cm}^2/1\text{m} > 1.442\text{cm}^2/1\text{m}$ in both directions.

4.6 Design of Rib (R1) in the basement floor slab:

4.6.1 Introduction

The envelope for both shear and moment diagrams drawn using ATIR program as shown below:

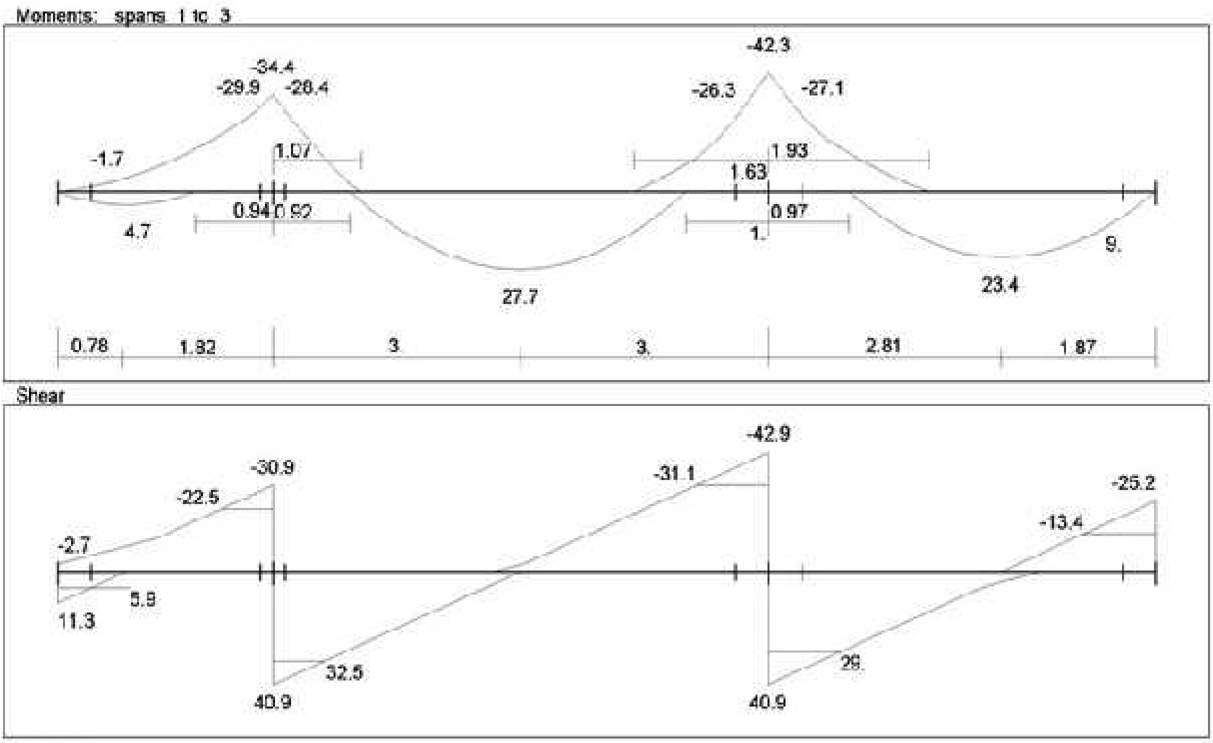


Figure (4-9) shear and moments diagrams for Rib 1.

4.6.2 Design of Positive Moment of Rib (R1)

The design is made for the middle span:

$+Mu_{max} = 27.7 \text{ kN.m}$

According to the ACI318M-05 (Sec. 8.10), the effective flange width b_E of T- section, is the smallest of the following:

$$b_E = \frac{L}{4} = \frac{6.00}{4} = 1.50 \text{ m} = 150 \text{ cm}$$

$$b_E = b_w + 16t = 15+16\times10 = 175 \text{ cm}$$

$$b_E = C/C = 75 \text{ cm}$$

Select $b_E = 75\text{cm}$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{27.7}{0.9} = 30.78 \text{ kN.m}$$

Check if $a < t$:

Assume $a = t = 10$ cm

$$C = 0.85\times fc'\times t\times b_E$$

$$C = 0.85\times25.5\times100\times750 = 1625.63 \text{ kN}$$

$$Mn = C \text{ or } T\left(d-\frac{t}{2}\right)$$

$$d = h - c - \frac{d}{2} - \Phi_{Stirrup}$$

$$d = 50 - 2 - \frac{1.2}{2} - 0.8 = 46.6 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{Mn} = 1625.63 \times \left(0.466 - \frac{0.1}{2}\right) = 676.26 \text{ kN.m}$$

$$\text{Mn} = 676.26 \text{ kN.m} >> \text{Mn}_{\text{req}} = 30.78 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow a << t$$

- Design as a rectangular section with b = b_E = 75 cm

$$\text{Mn} = 30.78 \text{ kN.m}$$

$$\text{Rn} = \frac{\text{Mn}}{b_E.d^2} = \frac{30.78 \times 10^6}{750 \times 466^2} = 0.19 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25.5} = 19.38$$

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

$$\circ_{req} = \frac{1}{19.38}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.38 \times 0.19}{420}}\right) = 4.54 \times 10^{-4}$$

$$As_{req} = \circ \times b_E \times d$$

$$\text{As}_{\text{req}} = 4.54 \times 10^{-4} \times 75 \times 46.6 = 1.59 \text{ cm}^2$$

-Check for As_{min}

According to the ACI318M-05 (Section 10.5.1, Eq.10.3)

$$As_{\min} = 0.25 \frac{\sqrt{fc'}.bw.d}{fy}$$

$$As_{\min} = \frac{0.25\sqrt{25.5} \times 150 \times 466}{420} = 210.11 \text{ mm}^2 = 2.10 \text{ cm}^2$$

Not Less Than $As_{min} = \dfrac{1.4 bw.d}{fy} = \dfrac{1.4 \times 150 \times 466}{420} = 2.33 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow As_{min} = 2.33 \text{ cm}^2$ Controls

$As_{req} = 1.59 \text{ cm}^2 < As_{min} = 2.33 \text{ cm}^2$

$\therefore As = As_{min} = 2.33 \text{ cm}^2$

Select 2Φ14 with $As = 3.08 \text{ cm}^2 > As = 2.33 \text{ cm}^2$

According to Atir Program the limitation of deflection is satisfied and so, no additional reinforcement is required.

- Check For Yeilding

Tension = Compression

$T = C$

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

$308 \times 420 = 0.85 \times 25.5 \times 750 \times a$

$a = 7.96 \text{ mm}$

$X = \dfrac{a}{0.85} = \dfrac{7.96}{0.85} = 9.36 \text{ mm}$

$\varepsilon_s = \dfrac{466 - 9.36}{9.36} \times 0.003$

$\varepsilon_s = 0.146 > 0.005 \quad \therefore \text{Ok}$

Design of + Mu = 23.4 kN.m

Select 2Φ14 with $As = 3.08 \text{ cm}^2 > As = 2.33 \text{ cm}^2$

Design of + Mu = 4.7 kN.m

Select 2Φ14 with $As = 3.08 \text{ cm}^2 > As = 2.33 \text{ cm}^2$

4.6.3 Design of Negative Moment of Rib (R1)

The design of the negative moment for the T-section is made as a rectangular section with b = bw.

$-Mu_{max} = 29.9$ kN.m

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{29.9}{0.9} = 33.22 \text{ kN.m}$$

$$Rn_{req} = \frac{Mn}{b_w . d^2} = \frac{33.22\times10^6}{150\times466^2} = 1.02 \text{ MPa}$$

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

$m = 19.38$

$$\Rightarrow \circ_{req} = \frac{1}{19.38}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times19.38\times1.02}{420}}\right) = 2.49\times10^{-3}$$

$$As_{req} = \circ_{req} \times bw \times d$$

$As_{req} = 2.49\times10^{-3}\times15\times46.6 = 1.74 \text{ cm}^2$

Check For As_{min}

$As_{req} = 1.74 \text{ cm}^2 \leq As_{min} = 2.33 \text{ cm}^2$

$1.3\times As_{req} = 2.26 \text{ cm}^2 \leq As_{min} = 2.33 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow As_{req} = As_{min} = 2.33 \text{ cm}^2$

Select 2Φ14 with $As = 3.08 \text{ cm}^2 > As_{req} = 2.33 \text{ cm}^2$

According to Atir Program the limitation of deflection is satisfied and so, no additional reinforcement is required.

- Check For Yeilding

Tension = Compression

$T = C$

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

$308 \times 420 = 0.85 \times 25.5 \times 150 \times a$

$a = 39.79 \text{ mm}$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{39.79}{0.85} = 46.81 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{466 - 46.81}{46.81} \times 0.003$$

$\varepsilon_s = 0.026 > 0.005 \quad \therefore \text{Ok}$

Design of - Mu = 27.7 kN.m

Select 2Φ14 with $As = 3.08 \text{ cm}^2 > As = 2.33 \text{ cm}^2$

4.6.4 Design of Shear of Rib (R1)

According to the ACI318M-05 (Sec. 11.1, Eq.11.3)

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

$$\Phi.Vc = 0.75 \frac{\sqrt{25.5}}{6} \times 150 \times 466 = 44.12 \text{ kN}$$

$0.5\Phi.Vc = 22.06 \text{ kN}$

$0.5\Phi.Vc < Vu < \Phi.Vc$

According to the ACI318M-05 (Sec. 11.5.5.3) min. shear reinforcement is required.

$$\Phi.Vs_{min} = \Phi \frac{1}{3} bw.d$$

$$\Phi.Vs_{min} = 0.75 \times \frac{1}{3} \times 150 \times 466 = 17.475 \text{ kN}$$

$$22.06 \text{ kN} < 32.5 \text{ kN} < 44.12 \text{ kN}$$

$\therefore$ Category No.2 Is Satisfied.

$$S = \frac{3.fy.Av}{bw}$$

$$Av = 2\frac{\pi.d^2}{4} = 2\frac{\pi \times 8^2}{4} = 100.53 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow S = \frac{3 \times 420 \times 100.53}{150} = 84.45 \text{ cm}$$

$$S \leq \frac{d}{2} = \frac{46.6}{2} = 23.3 \text{ cm}$$

$S \leq 60$ cm, Select S = 20 cm $\Rightarrow$ Use 1 Φ8-Stirrup @ 20 cm

$$\# \text{ of Stirrups}_{req} = \frac{5.20}{0.2} = 26 \text{ Stirrups} \Rightarrow \text{ Select } 26\Phi 8@20 \text{ cm-Stirrups.}$$

<u>Note:</u>

Vu $_{max}$= 32.5 Kn. > Vu = 22.5 kN & Vu = 29 kN

$\Rightarrow$ min. Shear reinforcement is required.

For the left span (Vu = 22.5 kN)

$$\# \text{ of Stirrups}_{req} = \frac{1.68}{0.2} = 8.4 \text{ Stirrups} \Rightarrow \text{ Select } 9\Phi 8@20 \text{ cm-Stirrups.}$$

For the right span (Vu = 29 kN)

$$\# \text{ of Stirrups}_{req} = \frac{3.90}{0.2} = 19.5 \text{ Stirrups} \Rightarrow \text{ Select } 20\Phi 8@20 \text{ cm-Stirrups.}$$

4.7 Design of Beam (B12) in the basement floor slab.

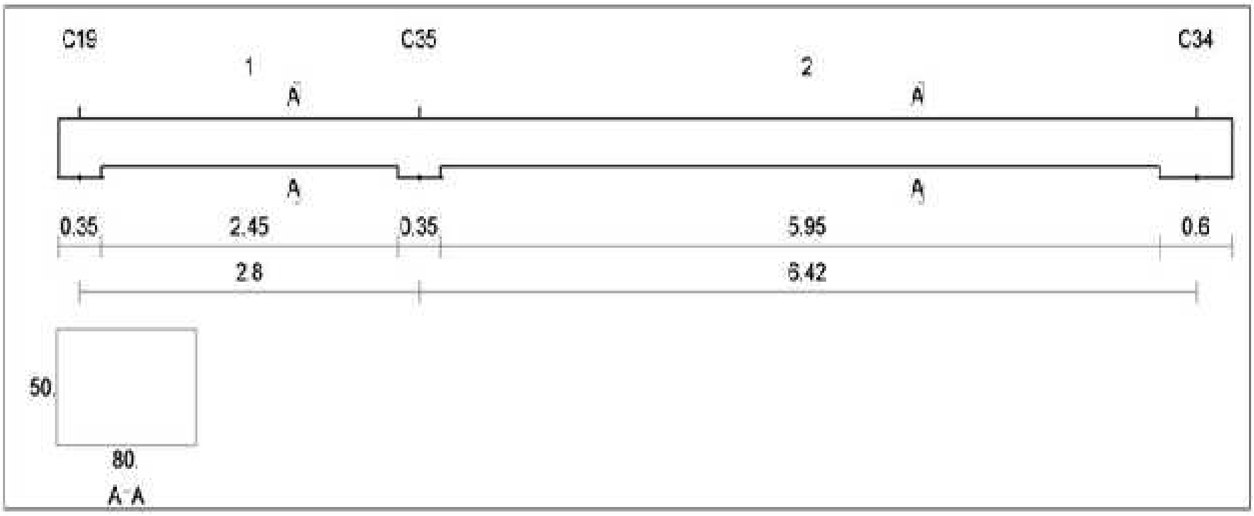


Figure (4-10) Beam 12.

4.7.1 Introduction

The envelope for both shear and moment diagrams drawn using ATIR program as shown below:

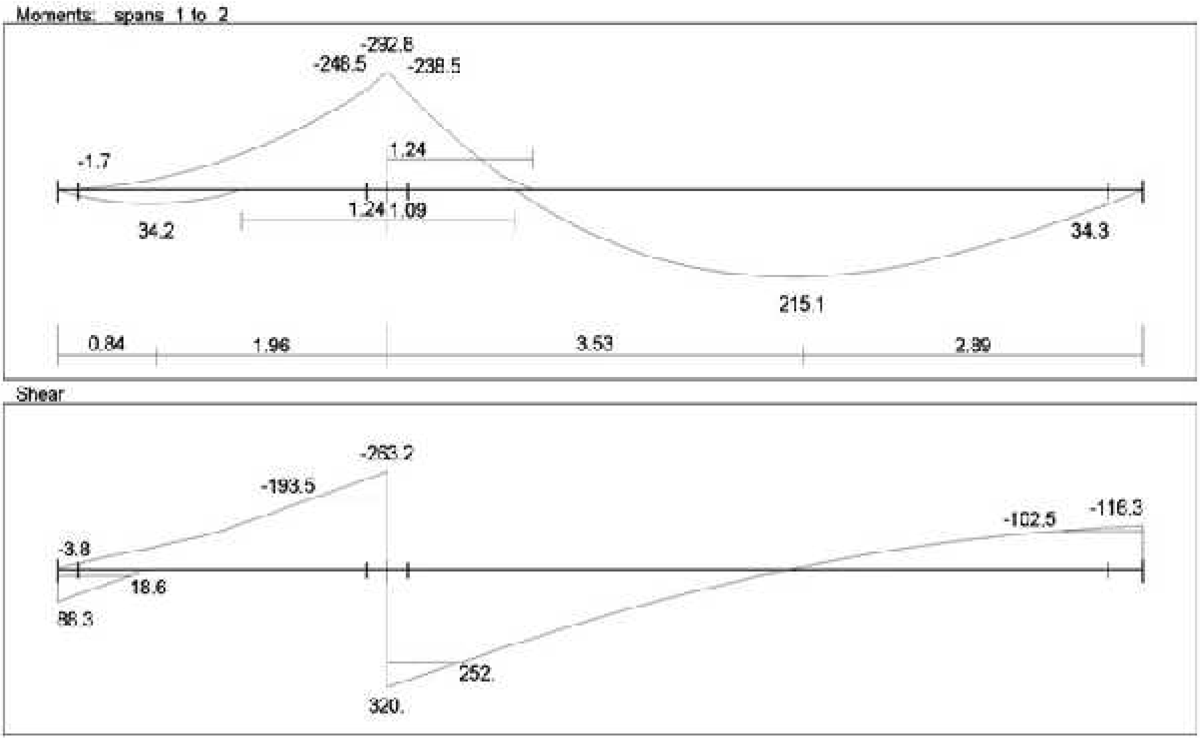


Figure (4-11) shear and moments diagrams for Beam12.

4.7. 2 Design of Positive moment of Beam (B12)

$$d = 50 - 4 - 1 - \frac{2.5}{2}$$

$$d = 43.75 \text{ cm}$$

$$\text{Design of } +Mu_{max} = 215.1 \text{ kN.m}$$

Check if the section can be designed as a singly reinforced section or must be as a doubly reinforced section

$$Select \ \circ = \circ_{\max}$$

$$fc' = 25.5\ MPa < 28\ MPa \Rightarrow \ _1 = 0.85$$

$$\circ_b = \frac{0.85fc'}{\mathrm{fy}} \times \ _1 \times \left(\frac{600}{600+\mathrm{fy}} \right)$$

$$\circ_b = \frac{0.85 \times 25.5}{420} \times 0.85 \times \left(\frac{600}{600+420} \right) = 0.025804$$

$$\circ_{\max} = 0.75 \circ_b$$

$$\circ_{\max} = 0.75 \times 0.025804 = 0.01935$$

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25.5} = 19.377$$

$$Rn_{\max} = \circ_{\max} .fy \left(1 - 0.5 \circ .m\right)$$

$$\mathrm{Rn}_{\max} = 0.01935 \times 420 \times \left(1 - 0.5 \times 0.01935 \times 19.38\right) = 6.60\ \mathrm{MPa}$$

$$\mathrm{Mn}_{\max} = \mathrm{Rn}_{\max} .\mathrm{b.d}^2$$

$$\mathrm{Mn}_{\max} = 6.60 \times 800 \times 437.5^2 = 1011.11\ \mathrm{kN.m}$$

$$\mathrm{Mn}_{\mathrm{req}} = \frac{\mathrm{Mu}}{\Phi} = \frac{215.10}{0.9} = 239\ \mathrm{kN.m}$$

$$\mathrm{Mn}_{\mathrm{req}} = 239\ \mathrm{kN.m} < \mathrm{Mn}_{\max} = 1011.11\ \mathrm{kN.m}$$

$\therefore$ Design the section as a singly reinforced section.

$$\mathrm{Rn}_{\mathrm{req}} = \frac{\mathrm{Mn}}{\mathrm{b.d}^2} = \frac{239.00 \times 10^6}{800 \times 437.5^2} = 1.56\ \mathrm{MPa}$$

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

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25.5} = 19.38$$

$$\circ_{req} = \frac{1}{19.38}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.38 \times 1.56}{420}}\right) = 3.86 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = \circ \times b_E \times d$$

$$As_{req} = 3.86 \times 10^{-3} \times 80 \times 43.75 = 13.51 \text{ cm}^2$$

Check for As_{min}

$$As_{min} = 0.25\frac{\sqrt{fc'}.bw.d}{fy}$$

$$As_{min} = \frac{0.25\sqrt{25.5} \times 800 \times 437.5}{420} = 10.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Not Less Than } As_{min} = \frac{1.4 \times 800 \times 437.5}{420} = 11.67 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Controls}$$

$$As_{min} = 11.67 \text{ cm}^2 < As_{req} = 13.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 20 \text{ with As } = \frac{\pi}{4}(2.0)^2 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Select } 5\Phi 20 \text{ with As } = 15.70 \text{ cm}^2 > As_{req} = 13.51 \text{ cm}^2$$

According to Atir Program the limitation of deflection is satisfied and so, no additional reinforcement is required.

- Check For Yeilding

$$\text{Tension} = \text{Compression}$$

$$T = C$$

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

$$1570 \times 420 = 0.85 \times 25.5 \times 800 \times a$$

$$a = 38.03 \text{ mm}$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{38.03}{0.85} = 44.74 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{437.5 - 44.74}{44.74} \times 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.027 > 0.005 \quad \therefore \text{Ok}$$

Design of $+Mu_{min} = 34.2$ kN.m

$$Mn_{req} = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{34.2}{0.9} = 38 \text{ kN.m}$$

$$Rn_{req} = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{38.00 \times 10^6}{800 \times 437.5^2} = 0.25 \text{ MPa}$$

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

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25.5} = 19.38$$

$$^\circ_{req} = \frac{1}{19.38}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.38 \times 0.25}{420}}\right) = 6.00 \times 10^{-4}$$

$$As_{req} = {}^\circ \times b_E \times d$$

$$As_{req} = 6.00 \times 10^{-4} \times 80 \times 43.75 = 2.1 \text{ cm}^2$$

Check for As_{min}

$$As_{min} = 0.25\frac{\sqrt{fc'}.bw.d}{fy}$$

$$As_{min} = \frac{0.25\sqrt{25.5}\times 800\times 437.5}{420} = 10.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Not Less Than } As_{min} = \frac{1.4\times 800\times 437.5}{420} = 11.67 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Controls}$$

$$\Rightarrow As_{req} = 2.1 \text{ cm}^2 < As_{min} = 11.67 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow\Rightarrow As_{req} = As_{min} = 11.67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 18 \text{ with As} = \frac{\pi}{4}(1.8)^2 = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Select } 5\Phi 18 \text{ with As} = 12.7 \text{ cm}^2 > As_{req} = 11.67 \text{ cm}^2$$

According to Atir Program the limitation of deflection is satisfied and so, no additional reinforcement is required.

- Check For Yeilding

Tension = Compression

T = C

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

$$1270\times 420 = 0.85\times 25.5\times 800\times a$$

$$a = 30.76 \text{ mm}$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{30.76}{0.85} = 36.19 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{437.5 - 36.19}{36.19}\times 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.033 > 0.005 \quad \therefore \text{Ok}$$

4.7.3 Design of Negative moment of Beam (B12)

$-Mu = 248.5$ kN.m

$$d = 50 - 4 - 1 - \frac{2.5}{2} = 43.75 \text{ cm}$$

Check if the section can be designed as a singly reinforced section or must be as a doubly reinforced section

$$Select\ ° = °_{\max} = 0.01935$$

$Mn_{\max} = 1011.11$ kN.m As shown above

$$Mn_{req} = \frac{Mu}{0.9} = \frac{248.5}{0.9} = 276.11 \text{ kN.m}$$

$$Mn_{req} = 276.11 \text{ kN.m} < Mn_{\max} = 1011.11 \text{ kN.m}$$

$\therefore$ Design the section as a singly reinforced section.

$$Rn_{req} = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{276.11\times10^6}{800\times437.5^2} = 1.8 \text{ MPa}$$

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

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85\times25.5} = 19.38$$

$$°_{req} = \frac{1}{19.38}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times19.38\times1.8}{420}}\right) = 4.49\times10^{-3}$$

$$As_{req} = °\times b_E\times d$$

$$As_{req} = 4.49\times10^{-3}\times80\times43.75 = 15.70 \text{ cm}^2$$

Check for As_{min}

$$As_{min} = 0.25\frac{\sqrt{fc'}.bw.d}{fy}$$

$$As_{min} = \frac{0.25\sqrt{25.5}\times 800\times 437.5}{420} = 10.52\ cm^2$$

$$\text{Not Less Than } As_{min} = \frac{1.4 bw.d}{fy}$$

$$= \frac{1.4\times 800\times 437.5}{420} = 11.67\ cm^2 \Rightarrow \text{Controls}$$

$$As_{req} = 15.70\ cm^2 > As_{min} = 11.67\ cm^2$$

$$\text{Use } \Phi 20 \text{ with As } = \frac{\pi}{4}(2.0)^2 = 3.14\ cm^2$$

$$\Rightarrow \text{Select } 5\Phi 20 \text{ with As } = 15.70\ cm^2 = As_{req} = 15.70\ cm^2$$

According to Atir Program the limitation of deflection is satisfied and so,no additional reinforcement is required.

- Check For Yeilding

Tension = Compression

T = C

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

$$1570\times 420 = 0.85\times 25.5\times 800\times a$$

$$a = 38.03\ mm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{38.03}{0.85} = 44.74\ mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{437.5 - 44.74}{44.74}\times 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.026 > 0.005 \quad \therefore \text{Ok}$$

4.7.4 Design of Shear of Beam (B12)

4.7.4.1 Design of Shear of Beam for the Left Span

Vu_{max} = 252 kN. (For the right span)

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

$$\Phi.Vc = 0.75\ \frac{\sqrt{25.5}}{6}\times 800\times 437.5 = 220.93\text{ kN}$$

$$\Phi.Vs_{min} = \Phi.\frac{1}{3}.bw.d$$

$$\Phi.Vs_{min} = 0.75\times\frac{1}{3}\times 800\times 437.5 = 87.5\text{ kN}$$

$$\Phi.Vc < Vu < \Phi.Vc + \min\Phi.Vs$$

$$220.93\text{ kN} < 252\text{ kN} < 308.43\text{ kN}$$

$\therefore$ Category No.3 Is Satisfied

$$Av_{min} = \frac{bw.S}{3.fy} \Rightarrow S = \frac{3fy.Av_{min}}{bw}$$

$$S = \frac{3\times 420\times 4\times 78.54}{800} = 47.1\text{ cm}$$

$$S \leq \frac{d}{2} = \frac{43.75}{2} = 21.875\text{ cm}$$

$S \leq 60$ cm, Select S = 20 cm $\Rightarrow$ Use 1Φ10-Stirrup @ 20 cm

# of Stirrups$_{req}$ = $\dfrac{5.97}{0.2}$ = 29.85 Stirrups $\Rightarrow$ Select 30Φ10@20,4 Legs-Stirrups.

4.7.4.2 Design of Shear of Beam for the Right Span

$$Vu \;=\; 239.3 \text{ kN.m}$$

$$\Phi.Vs_{min} \;=\; \Phi.\frac{1}{3}.bw.d \;=\; 0.75\times\frac{1}{3}\times800\times437.5$$

$$= \; 87.5 \text{ kN}$$

$$\Phi.Vc \;+\; \Phi.Vs_{min} \;=\; 220.93 \;+\; 87.5 \;=\; 308.43 \text{ kN}$$

$$\Phi.Vc \;<\; Vu \;<\; \Phi.Vc \;+\; \Phi.Vs_{min}$$

$$220.93 \;<\; 239.3 \;<\; 308.43$$

$\therefore$ Category No.3 Is Satisfied $\Rightarrow$ min. Shear reinforcement is required.

$$\Phi Vs_{min} \;=\; \frac{\Phi.Av.fy.d}{S}$$

$$87.5\times10^{3} \;=\; \frac{0.75\times4\times78.54\times420\times437.5}{S}$$

$$\Rightarrow\; S \;=\; 49.48 \text{ cm}$$

$$S \;\leq\; \frac{d}{2} \;=\; \frac{43.75}{2} \;=\; 21.875 \text{ cm}$$

$S \;\leq\; 60$ cm, Select $S \;=\; 20$ cm $\Rightarrow$ Use 1Φ10-Stirrup @ 20 cm

# of Stirrups$_{req}$ = $\dfrac{5.95}{0.2}$ = 29.75 Stirrups $\Rightarrow$ Select 30Φ10, 4legs-Stirrups.

<u>Note:</u>

Vu max = 252 kN.(For the right span) > Vu max= 193 kN.(For the left span)

$\Rightarrow$ min. Shear reinforcement is required for the left span.

$$\#\text{ of Stirrups}_{req} = \frac{2.45}{0.2} = 12.25 \text{ Stirrups} \Rightarrow \text{ Select } 13\Phi10, \text{ 4legs-Stirrups.}$$

4.8 Design of Two Way Ribbed Slab

4.8.1 Determination of coefficients

$$\frac{Lx}{Ly} = \frac{9.19}{8.88} = 1.04$$

$$Kfx = 52.2$$

$$Kfy = 33.7$$

$$Ksy = 13.4$$

$$KAx = 2.82$$

$$KAy = 1.87$$

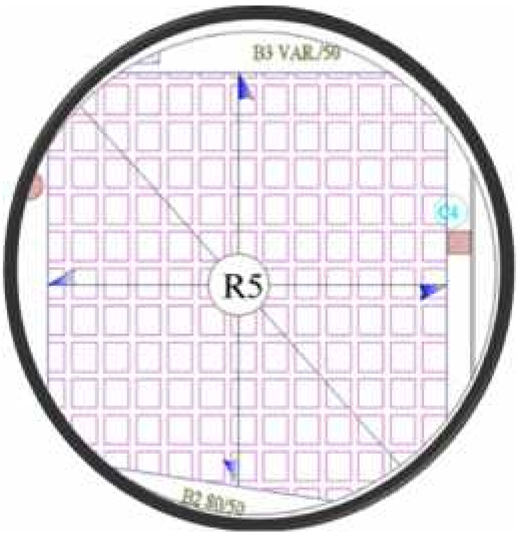


Figure (4-12) Rib 5.

4.8.2 Internal Forces and Moments

$$qu = 1.2 \times D + 1.6 \times L$$

$$qu = 1.2 \times 10.02 + 1.6 \times 5 = 20 KN / m^2$$

4.8.3 Determination of b_E in X-direction

Figure (4-13) Structural System For R5.

$$bE = \frac{L}{4} = \frac{8.88}{4} = 2.22m$$
$$bE = bw + 16t = 0.15 + 16 \times 0.1 = 1.75$$
$$bE = C/C = 0.75m$$

4.8.4 Determination of b_E in Y-direction

$$bE = \frac{L}{4} = \frac{9.19}{4} = 2.3m$$
$$bE = bw + 16t = 0.15 + 16 \times 0.1 = 1.75$$
$$bE = C/C = 0.65m$$

For 0.75 m width in x direction:

$$qu = 20 \times 0.75 = 15kN/m$$

For 0.65 m width in y direction:

$$qu = 20 \times 0.65 = 13kN/m$$

$$Mux = \frac{qu \times Lx^2}{kfx} = \frac{15 \times 8.88^2}{52.2} = 22.65kN.m/m$$
$$Muy(+) = \frac{qu \times Lx^2}{kfy} = \frac{13 \times 8.88^2}{33.7} = 30.42kN.m/m$$
$$Muy(-) = \frac{qu \times Lx^2}{ksy} = \frac{13 \times 8.88^2}{13.4} = 76.5kN.m/m$$
$$Ax = \frac{qu \times Lx}{ksx} = \frac{15 \times 8.88}{2.82} = 47.23kN/m$$
$$Ay = \frac{qu \times Lx}{ksy} = \frac{13 \times 8.88}{1.86} = 62.10kN/m$$

$Mux = 22.65 kN.m/m$
$Muy(+) = 30.42 kN.m/m$
$Muy(-) = 76.5 kN.m/m$

Increasing of feild moments:

mfx=1.36
mfy=1.36

$Mux = 22.65 \times 1.36 = 30.8 kN.m/m$
$Muy(+) = 30.42 \times 1.36 = 41.4 kN.m/m$
$Muy(-) = 76.5 \times 1.36 = 104.04 kN.m/m$

4.8.5 Design in x -direction

$$\text{Mnx} = \frac{\text{Mux}}{0.9} = \frac{30.8}{0.9} = 34.22 kN.m/m$$

check if a ≤ t:

Assume a = t = 10cm

$C = 0.85 \times fc^{`} \times bE \times t$
$C = 0.85 \times 25.5 \times 750 \times 100 = 1625.63 kN$

$$Mn = CorT \times (d - \frac{a}{2})$$

$$d = h - c - (\frac{\Phi}{2}) - \Phi s = 50 - 2 - \frac{1.2}{2} - 0.8 = 46.6 cm$$

$$Mnx = 1625.63 \times (0.466 - \frac{0.1}{2}) = 676.26 kN.m$$

$Mnx = 676.26 kN.m >>> Mn_{req} = 34.22 kN.m/m$

$\therefore a < t$

$\therefore$ Design as rectangular section with b = bE = 75cm.

Mn=34.22kN.m/m

$$\text{Rn} = \frac{\text{Mn}}{\text{b} \times \text{d}^2} = \frac{34.22E6}{750 \times 466^2} = 0.21 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{085 \times fc^{'}} = \frac{420}{085 \times 25.5} = 19.38$$

$$\circ_{req} = \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right]$$

$$\circ_{req} = \frac{1}{19.4} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.38 \times 0.21}{420}} \right] = 5.03 \times 10^{-4}$$

$$As_{req} = \circ \times bE \times d$$

$$As_{req} = 5.03 \times 10^{-4} \times 75 \times 46.6 = 1.76 cm^2$$

$$\mathrm{As}_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy}$$

$$\mathrm{As}_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{25.5} \times 150 \times 466}{420} = 2 cm^2$$

Not less than:

$$\frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 150 \times 466}{420} = 2.33 cm^2$$

$$As_{req} = 1.76 cm^2 < \mathrm{As}_{\min} = 2.33 cm^2$$

$$\therefore As_{req} = \mathrm{As}_{\min} = 2.33 cm^2$$

select 2Φ14 with As=3.077>$\mathrm{As}_{\min} = 2.33 cm^2$

Check of yeilding:

Tension = Compression

T=C

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

$$307.7 \times 420 = 0.85 \times 25.5 \times 750 \times a \Rightarrow a = 7.95 mm.$$

$$X = \frac{a}{B_1} = \frac{7.95}{0.85} = 9.35 mm.$$

$$\in_s = \frac{d - x}{x} \times 0.003$$

$$= \frac{466 - 9.35}{9.35} \times 0.003$$

$$= 0.147 > 0.005 \Rightarrow ok$$

4.8.6 Design of Positive Reinforcement in y -direction

$$+\text{Mny} = \frac{+\text{Muy}}{0.9} = \frac{41.4}{0.9} = 46kN.m/m$$

check if a ≤ t:

Assume a=t=10cm

$$C = 0.85 \times fc^{`} \times bE \times t$$

$$C = 0.85 \times 25.5 \times 650 \times 100 = 1408.88kN$$

$$Mn = CorT \times (d - \frac{a}{2})$$

$$d = h - c - (\frac{D}{2}) - \Phi s = 50 - 2 - \frac{1.2}{2} - 0.8 = 46.6cm$$

$$Mny = 1408.88 \times (0.466 - \frac{0.1}{2}) = 586.09kN.m$$

$$Mny = 586.09kN.m >>> Mn_{req} = 46kN.m/m$$

$$\therefore a < t$$

$\therefore$ Design as rectangular section with b=bE=65cm.

Mn=46kN.m/m

$$\text{Rn} = \frac{\text{Mn}}{\text{b} \times \text{d}^2} = \frac{46E6}{650 \times 466^2} = 0.33Mpa$$

$$m = \frac{fy}{085 \times fc'} = \frac{420}{085 \times 25.5} = 19.38$$

$$\circ_{req} = \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right]$$

$$\circ_{req} = \frac{1}{19.4} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.38 \times 0.33}{420}}\right] = 7.82 \times 10^{-4}$$

$$As_{req} = \circ \times bE \times d$$

$$As_{req} = 7.82 \times 10^{-4} \times 65 \times 46.6 = 2.37cm^2$$

$$As_{req} = 2.37cm^2 > \text{As}_{\min} = 2.33cm^2$$

select 2Φ14 with As=3.077>$\text{As}_{\min} = 2.33cm^2$

Check of yeilding:

Tension = Compression

T=C

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

$307.7 \times 420 = 0.85 \times 25.5 \times 650 \times a \Rightarrow a = 9.18mm.$

$X = \frac{a}{B_1} = \frac{9.18}{0.85} = 10.8mm.$

$\in_s = \frac{d - x}{x} \times 0.003$

$= \frac{466 - 10.8}{10.8} \times 0.003$

$= 0.13 > 0.005 \Rightarrow ok$

4.8.7 Design of Negative Reinforcement in y -direction

$\text{-Mny} = \frac{\text{-Muy}}{0.9} = \frac{104.04}{0.9} = 155.6kN.m/m$

check if a ≤ t:

Assume a = t = 10cm

$C = 0.85 \times fc` \times bE \times t$

$C = 0.85 \times 25.5 \times 650 \times 100 = 1408.88kN$

$Mn = CorT \times (d - \frac{a}{2})$

$d = h - c - (\frac{D}{2}) - \Phi s = 50 - 2 - \frac{1.2}{2} - 0.8 = 46.6cm$

$Mny = 1408.88 \times (0.466 - \frac{0.1}{2}) = 586.09kN.m$

$Mny = 586.09kN.m >>> Mn_{req} = 115.6kN.m/m$

$\therefore a < t$

$\therefore$ Design as rectangular section with b = bE = 65cm.

Mn=115.6kN.m/m

$$\text{Rn}=\frac{\text{Mn}}{\text{b}\times\text{d}^2}=\frac{115.6E\,6}{650\times 466^2}=0.82Mpa$$

$$m=\frac{fy}{0.85\times fc'}=\frac{420}{0.85\times 25.5}=19.38$$

$$\circ_{req}=\frac{1}{m}\times\left[1-\sqrt{1-\frac{2\times m\times Rn}{fy}}\right]$$

$$\circ_{req}=\frac{1}{19.4}\times\left[1-\sqrt{1-\frac{2\times 19.38\times 0.82}{420}}\right]=1.99\times 10^{-3}$$

$$As_{req}=\circ\times bE\times d$$

$$As_{req}=1.99\times 10^{-3}\times 65\times 46.6=5.02cm^2$$

$$As_{req}=6.02cm^2>\text{As}_{\min}=2.33cm^2$$

select 2Φ18 with As=5.086>$\text{As}_{\min}=2.33cm^2$

Check of yeilding:

Tension = Compression

T=C

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

$$308.6\times 420=0.85\times 25.5\times 650\times a\Rightarrow a=9.2mm.$$

$$X=\frac{a}{B_1}=\frac{9.2}{0.85}=10.82mm.$$

$$\in_s=\frac{d-x}{x}\times 0.003$$

$$=\frac{466-10.82}{10.82}\times 0.003$$

$$=0.12>0.005\Rightarrow ok$$

4.8.8 Design of Shear

4.8.8.1 Design of Shear Reinforcement in x-direction

$Vu = Ax - qu_x \cdot \frac{a}{2}$ (At the critical section)

$$Vu = 47.23 - 15 \times \frac{0.8}{2} = 41.23kN$$

$$\frac{1}{2}.\Phi Vc = \frac{1}{2} \times 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times bw \times d$$

$$\frac{1}{2}.\Phi Vc = \frac{1}{2} \times 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{25.5} \times 150 \times 466$$

$$\frac{1}{2}.\Phi Vc = 22.06kN$$

$$\frac{1}{2}.\Phi Vc = 22.06kN < Vu = 41.23$$

$\therefore$ Shear reinforcement is required.

$$\frac{1}{2}\Phi Vc < Vu < \Phi Vc$$

$$22.03 < 41.23 < 44.06$$

$\Rightarrow$ Catigory No 2 is satisfied.

min. reinforcement is required.

$$\Phi.\mathrm{Vs}_{\min} = \Phi.\frac{1}{3}bw.d$$

$$\Phi.\mathrm{Vs}_{\min} = 0.75 \times \frac{1}{3} \times 150 \times 466 = 17.48kN$$

$$\Phi.\mathrm{Vs}_{req} = \min \Phi.\mathrm{Vs}$$

$\min \Phi.$Vs=17.48kN

Assume Φ8-2legs.

$$Av=2\times\frac{\text{®}}{4}(8)^2=100.53mm^2.$$

$$\min \Phi.Vs=\frac{\Phi.Av.fy.d}{S_{req}}$$

$$17.48\times10^3=\frac{0.75\times100.53\times420\times466}{S_{req}}\Rightarrow S_{req}=844.7mm$$

$$S\le\frac{d}{2}=\frac{466}{2}=233mm$$

$\therefore$ Select S=200mm=20cm.

$$\text{No of stirrups}=\frac{Lx-\frac{a}{2}-\frac{a}{2}}{5}=40.4stirrups.$$

$Select\ 41\Phi8@20cm.$

4.8.8.2 Design of Shear Reinforcement in y-direction

$$Vu=Ay-qu_y.\frac{a}{2}\text{(At the critical section)}$$

$$Vu=62.1-13\times\frac{0.8}{2}=56.9kN$$

$$\frac{1}{2}.\Phi Vc=\frac{1}{2}\times0.75\times\frac{1}{6}\times\sqrt{fc'}\times bw\times d$$

$$\frac{1}{2}.\Phi Vc=\frac{1}{2}\times0.75\times\frac{1}{6}\times\sqrt{25.5}\times150\times460$$

$$\frac{1}{2}.\Phi Vc=22.06kN$$

$$\frac{1}{2}.\Phi Vc=22.06kN<Vu=56.24$$

$\therefore$ Shear reinforcement is required.

$$\Phi.Vs_{\min}=\Phi.\frac{1}{3}bw.d$$

$$\Phi.Vs_{\min}=0.75\times\frac{1}{3}\times150\times466=17.48kN.$$

$\Phi Vc < Vu < \Phi Vc + \Phi.\mathrm{Vs}_{\min}$

$44.12 < 56.9 < 44.12 + 17.48$

$44.12 < 56.9 < 61.6$

$\Rightarrow$ Catigory No 3 is satisfied.

min. reinforcement is required.

$\Phi.\mathrm{Vs}_{req} = \min \Phi.\mathrm{Vs}$

$\min \Phi.\mathrm{Vs} = 17.48 kN$

Assume Φ8-2legs.

$\mathrm{Av} = 2 \times \frac{\circledR}{4} (8)^2 = 100.53 mm^2.$

$\min \Phi.\mathrm{Vs} = \frac{\Phi.Av.fy.d}{S_{req}}$

$17.48 \times 10^3 = \frac{0.75 \times 100.53 \times 420 \times 466}{S_{req}} \Rightarrow S_{req} = 844.7 mm$

$S \leq \frac{d}{2} = \frac{466}{2} = 233 mm$

$\therefore$ Select S=200mm=20cm.

No of stirrups$= \frac{Ly - \frac{a}{2} - \frac{a}{2}}{5} = 41.95 stirrups.$

$Select\ 42\Phi 8 @ 20 cm.$

4.9 Design of Short Column:

4.9.1 Design of Column (C1) in the Fourth Flour

The Column is an internal one.

Pu = 2578 kN

$Pn_{req} = \dfrac{2578}{0.65} = 3966.15$ kN

Use $\circ = \circ_g = 1.5$ %

$$Pn = 0.8 \times Ag \, \{0.85fc' + \circ_g \, (fy - 0.85fc')\}$$

$$3966.15 \times 10^3 = 0.8 \times Ag_{req} \, \{0.85 \times 25.5 + 0.015 \, (420 - 0.85 \times 25.5)\}$$

$$Ag_{req} = 179.3 \times 10^3 mm^2$$

$$Ag_{req} = 0.1793 \, m^2$$

Select 45cm x 45cm => Ag = 0.2025 m² > $Ag_{req} = 0.1793 \, m^2$

$$Pn = 0.8 \times Ag \, \{0.85fc' + \circ_g \, (fy - 0.85fc')\}$$

$$3966.15 \times 10^3 = 0.8 \times 202.5 \times 10^3 \, \{0.85 \times 25.5 + \circ_g \, (420 - 0.85 \times 25.5)\}$$

$$\Rightarrow \circ_g = 7.05 \times 10^{-3}$$

No reinforcement is required, but Concrete must be reinforced on min.

$$As_{req} = \circ_{req} \times Ag$$

$$As_{req} = 7.05 \times 10^{-3} \times (45 \times 45)$$

$$As_{req} = 14.27 \text{ cm}^2$$

check for As_{min} :

$\rho = \rho_{min} = 1\%$

$As_{min} = \rho_{min} \times Ag$

$As_{min} = 0.01 \times (45 \times 45)$

$As_{min} = 20.25 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow As_{req} = As_{min} = 20.25 \text{ cm}^2$

Use 6Φ25 with As = 29.45 cm^2 $> 20.25 \text{ cm}^2$

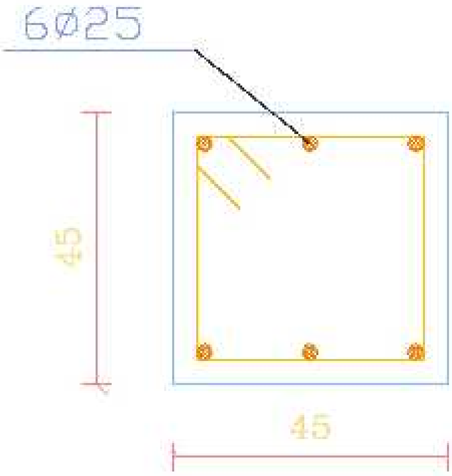


Figure (4-14) Short Column Reinforcement

4.9.2 Check Slenderness Effect

$$\left(\frac{Klu}{r}\right) \leq (34 - 12\left(\frac{M1}{M2}\right) \leq 40 \text{..................................} \quad \text{ACI 10-12-2}$$

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

$k = 1$

$lu = 2.86m$

$r = 0.3 \times h = 0.3 \times 0.45 = 0.135$

$\frac{M1}{M2} = 1$

$$\left(\frac{Klu}{r}\right) \leq (34 - 12\left(\frac{M1}{M2}\right) \leq 40$$

$$\left(\frac{1 \times 2.86}{0.135}\right) \leq (34 - 12(1) \leq 40$$

$$21.19 \leq 22 \leq 40$$

$\therefore$ Short Column.

$\therefore$ Slenderness effect must not be considered

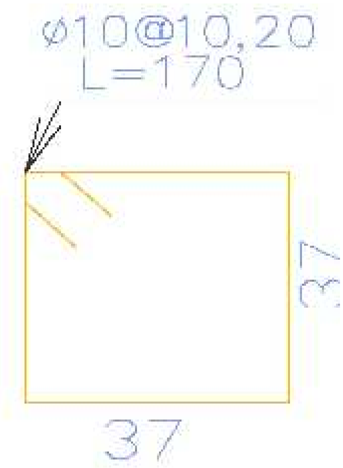


Figure (4-15) Short Column Ties.

4.9.3 Lateral Ties Selection

For Φ 10 mm ties :

S $\leq$16 db (longitudonal bar diameter).......................ACI - 7.10.5.2
S $\leq$48 dt (tie bar diameter).
S $\leq$ Least dimension.

S $\leq$16 $\times$ 2.5 = 40 cm.
S $\leq$48 $\times$ 1.0 = 48 cm.
S $\leq$45 cm.

S ≤ 40 *cm*
Use Φ10mm ties @ 20 cm spacing.

4.10 Design of Long Column (C4 in the Basement floor)

4.10.1 Design Of Longitudinal Reinforcement

Pu = 3809 KN

$$\text{Pn} = \frac{\text{Pu}}{\Phi} = \frac{3809}{0.65} = 5860\ kN$$

Use $\circ_g$ = 1.5 %

$$Pn\ =\ 0.8\times\ Ag\ \{0.85fc'\ +\ \circ_g\ (fy\ - 0.85fc'\ )\}$$

$$5860\times10^3 =\ 0.8\times\ Ag_{req}\ \{0.85\times25.5\ +\ 0.015\ (420 - 0.85\times25.5\ )\}$$

$$Ag_{req} = 264.92\times10^3 mm^2$$

$$Ag_{req} = 0.265\ m^2$$

Select 60cm x 60cm => Ag = 0.36 m² > $Ag_{req} = 0.265\ m^2$

$k = 1$

$lu = 4.07m$

$r = 0.3\times h = 0.3\times0.6 = 0.18$

$M1 \& M2 = 1$

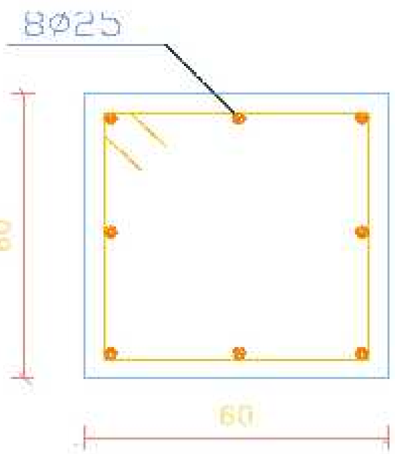


Figure (4-16) Long Column Reinforcement.

$$\left(\frac{Klu}{r}\right) \leq (34 - 12\left(\frac{M1}{M2}\right) \leq 40$$

$$\left(\frac{1\times4.07}{0.18}\right) \leq (34 - 12(1) \leq 40$$

$$22.6 > 22 \leq 40$$

∴ Long Column.

∴ Slenderness effect must be considered

$$EI = 0.4\frac{E_c \times I_g}{1+{}_d} \text{..ACI - 318 - 02 (10.12.2)}$$

$$E_c = 4750\sqrt{fc'} = 4750\times\sqrt{25.5} = 23986.3MPa$$

$${}_d = \frac{1.2\times D.L}{Pu} = \frac{3712.92}{3809} = 0.975$$

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.6\times 0.6^3}{12} = 0.0108m^4$$

$$EI = 0.4\times\frac{23986.32\times 0.0108}{1+0.975} = 52.47MN.m^2$$

$$P_{critical} = \frac{®^2\times EI}{(k\times L)^2} = \frac{®^2\times 52.47}{(1\times 4.07)^2} = 31.26MN.$$

$$Cm = 0.6+0.4\times\frac{M1}{M2} = 1$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1-(Pu/0.75\times P_{critical})} \geq 1 \quad \text{..}ACI\text{ (10.12.3)}$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-(3809\times 10^3/0.75\times 31.26\times 10^6)} = 1.19 > 1$$

$$e_{min} = 15+0.03\times h \quad \text{...}ACI\text{ (10- 12.3.2)}$$

$$e_{min} = \frac{15+0.03\times 600}{1000} = 0.033m$$

$$e = e_{min}\times ¢_{ns} = 0.033\times 1.19 = 0.039m$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.039}{0.6} = 0.066$$

From Interaction Diagram

$$\frac{\Phi Pn}{Ag} = \frac{3809}{0.6\times 0.6}\times\frac{145}{1000} = 1534.2Psi$$

$$°_g = 0.01$$

$$As = °_g \times b\times h$$

$$As = 0.01\times 60\times 60 = 36cm^2$$

Use Φ25 with As = 4.91cm^2

$\#$ of Bars $= \dfrac{36}{4.91} = 7.33$

Select 8Φ25 with As = 39.28 cm^2 > 36 cm^2

4.10.2 Design Of The Tie Reinforcement

Spacing $\leq 16 \times$ db (Longitudinal bar diameter) = 16 $\times$ 2.5 = 40 cm

$\leq$ 48 $\times$ dt (tie bar diameter) = 48 $\times$ 1.0=48 cm.

$\leq$ Least dimension = 60cm

Use Φ 10 ties @ 20 cm spacing

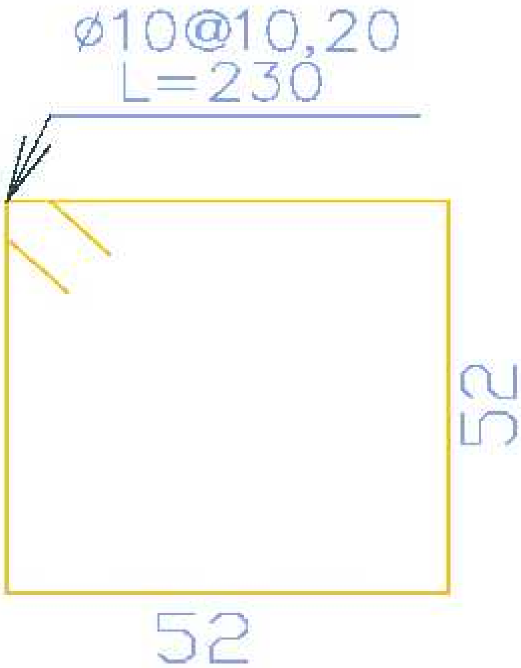


Figure (4-17) Long Column Ties.

4.11 Design of Isolated Footing (F22)

4.11.1 Load Calculation

- Total factored load = 1847 kN.
- Column Diameter = 60 cm.
- Soil density = 18 Kg/cm^3.
- Allowable soil Pressure = 450 kN/m^2.
- Assume footing to be about (40 cm) thick, in addition to about (30cm) of Ground Slab.
- Footing weight = $1.2\times(25\times0.4) = 12$ kN/m^2.
- soil weight above the footing = $1.6\times(1.5\text{-}0.4)\times18 = 31.68$ kN/m^2.
- Base Slab weight = $1.2\times0.3\times25 = 9$ kN/m^2.
- P_{net} = (12+31.68+9) = 52.68 kN/m^2.

4.11.2 Determination of Footing Area

$$\frac{Pu}{A_{req}} + P_{net} \leq 1.4 \times \pm_{allowable}$$

$$\frac{1847}{A_{req}} + 52.68 \leq 1.4 \times 450$$

$\Rightarrow A_{req} = 3.19\ m^2$

Try 1.8×1.8 with area = $3.24m^2 > A_{req} = 3.19m^2$

4.11.3 Determination of Footing Depth

$$-\pm_{bu} = \frac{Pu}{A} + P_{net} = \frac{1847}{3.24} + 52.68 = 622.74kN/m^2 < 1.4 \times 450 = 630kN/m^2$$

$$Vu_{(critical)} = 622.74 \times 10^{-3} \times 1800 \times (600 - d_{req}) - 52.68 \times 10^{-3} \times 1800 \times (600 - d_{req})$$

$$Vu_{(critical)} = 1026.11 \times (600 - d)\mathrm{N}$$

$$\Phi Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times bw \times d$$

$$\Phi.\mathrm{Vc} = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{25.5} \times 1800 \times \mathrm{d_{req}}$$

$$\Phi.\mathrm{Vc} = 1136.19 \times \mathrm{d_{req}}\ \mathrm{N}$$

$$\Phi Vc \geq Vu_{(critical)}$$

$$1136.19 \times \mathrm{d_{req}} \geq 1026.11 \times (600 - d)$$

$d_{req} = 28.5\ cm$

$h_{req} = d_{req} + 7.5 + 1 + 1 = 38$ cm.

$h_{req} = 38$ cm .

Select h = 40 cm.

d = 40 - 7.5 - 1 - 1 = 30.5cm

4.11.3.1 Design of Footing against Punching(Two way Shear)

-The punching shear strength is the smallest of :

$$V_c = \frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\ _c}\right)\sqrt{f_c{}'}b_o d = \frac{1}{6}\times(1+\frac{2}{1})\times\sqrt{25.5}\times3620\times305 = 2787.72kN$$

$$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c{}'}b_o d = \frac{1}{12}\left(\frac{40}{3620/305}+2\right)\sqrt{25.5}\times3620\times305 = 2495.08kN$$

$$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c{}'}b_o d = \frac{1}{3}\sqrt{25.5}\times3620\times305 = 1858.48kN \text{ ....} Control$$

<u>Where:</u>

$_c$ = a / b = 60 / 60 = 1.

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

= 2× {(a+d) + (b+d)} = 2× {(60+30.5) + (60+30.5)} = 362 cm.

$\sim_s$ = 40 ……..……….. *For interior column.*

$$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c{}'}b_o d = \frac{1}{3}\sqrt{25.5}\times3620\times305 = 1858.48kN \text{ ....} Control$$

$$\Phi.Vc = 0.75\times1858.48 = 1393.86kN$$

$$V_{UR} = P_u - \pm_{bu} \times A_{critical}$$
$$V_{UR} = 1847 - 570\times(0.905\times0.905)$$
$$V_{UR} = 1380.16kN\ .$$

Φ.Vc = 1393.86kN > V_{UR} = 1380.16 kN.......ok

No punching shear failure.

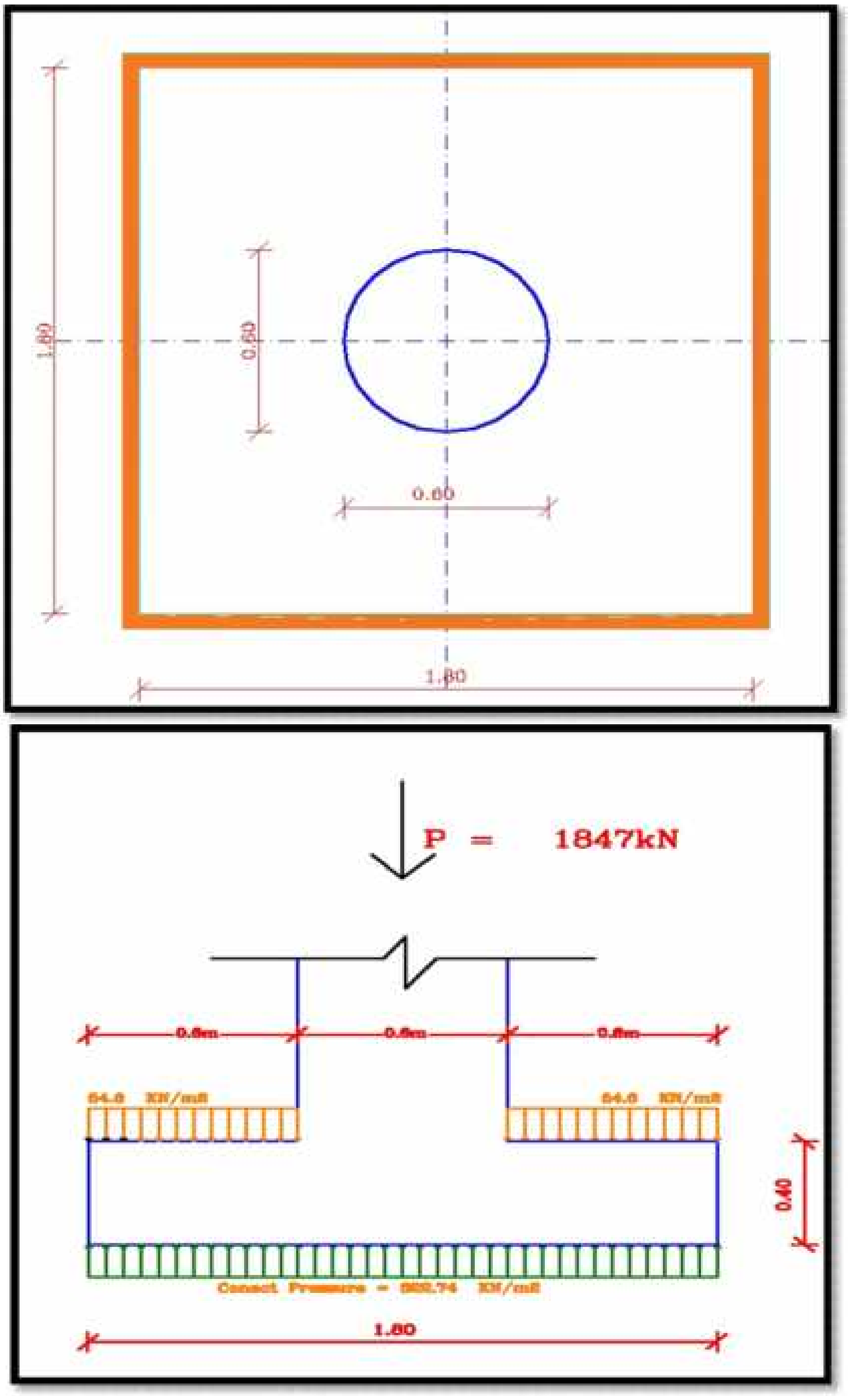


Figure (4-18) geometry of the footing (F22).

4.11.4 Design Of Bending Moment

4.11.4.1 Design in Plain Concrete

$$\Phi Mn = 0.55 \times 0.42 \times \sqrt{fc'} \times Sm\,.$$

$$Sm = \frac{b \times h^2}{6} \Rightarrow \frac{1800 \times (400)^2}{6} \Rightarrow Sm = 0.048 \times 10^9 mm^3\,.$$

$$\Phi Mn = 0.55 \times 0.42 \times \sqrt{25.5} \times 0.048 \times 10^9 = 55.99 \text{ kN.m}\,.$$

$$Mu = (\pm_{bu} - P_{net}) \times W \times \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2}\right) \times 0.5 \times \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2}\right)$$

$$Mu = (622.74 - 52.68) \times 1.8 \times \left(\frac{1.8}{2} - \frac{0.6}{2}\right) \times 0.5 \times \left(\frac{1.8}{2} - \frac{0.6}{2}\right)$$

$$Mu = 184.70 \text{ kN.m}$$

$\Phi Mn < Mu \Rightarrow 55.99 < 184.70$ .... *Not OK.*

-Design in plain concrete is not satisfied so, the section of footing must be reinforced.

4.11.4.2 Design Of Bottom Reinforcement

$$\text{Mn} = \frac{\text{Mu}}{\Phi} = \frac{184.70}{0.9} = 205.22 \text{ kN.m}$$

$$\text{Rn} = \frac{\text{Mn}}{\text{b} \times \text{d}^2} = \frac{205.22 \times 10^6}{1800 \times 305^2} = 1.23 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{085 \times fc'} = \frac{420}{085 \times 25.5} = 19.38$$

$$\circ_{req} = \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right]$$

$$\circ_{req} = \frac{1}{19.38} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.38 \times 1.23}{420}}\right] = 3 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = \circ \times b \times d$$

$$As_{req} = 3 \times 10^{-3} \times 180 \times 30.5 = 16.51 cm^2$$

Check for min. reinforcement

$$As_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy}$$

$$\text{As}_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{25.5} \times 1800 \times 305}{420} = 16.50 \text{ cm}^2$$

Not less than:

$$\frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 1800 \times 305}{420} = 18.30 \text{ cm}^2$$

$$1.3 \times As_{req} = 1.3 \times 16.51 = 21.46 cm^2$$

$\text{As}_{\min} = 18.30 cm^2$

$\text{As}_{\min}$ for Shrinkage and temperature:

$\text{As}_{\min} = 0.0018 \times \text{b} \times \text{h}$

$\text{As}_{\min} = 0.0018 \times 180 \times 40$

$\text{As}_{\min} = 12.96 \text{cm}^2$

$As = As_{min} = 18.30cm^2 > As_{min}$ for shrinkage and temperature $=12.96cm^2$

Use 10 Φ 16 (In Each way).

As provided = $20.11\ cm^2$ (in each way) $> As_{min} = 18.30cm^2$

-Check of yielding:-

$$T = As \times fy = 2011 \times 420 = 844.6kN$$
$$C = 0.85 \times f\acute{c} \times b \times a$$
$$T = C$$
$$a = \frac{T}{0.85 \times f\acute{c} \times b} = \frac{844.6 \times 10^3}{0.85 \times 25.5 \times 1800} = 2.16 \quad cm$$
$$= 0.85$$
$$x = \frac{a}{} = \frac{2.16}{0.85} = 2.54cm$$
$$£_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{31.5 - 2.54}{2.54} \times .003 = 0.034$$
$$\rightarrow 0.034 > 0.005 ....OK .$$

4.11.4.3 Development Length of main Reinforcement

$$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{fc'}} \times \sim \times \mathrm{B} \times ¥ \times db$$

$$Ld = \frac{420}{2\sqrt{25.5}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.6 = 66.54 \text{ cm.}$$

Available Ld = 52.5 cm < Ld_{req} = 66.54 cm.

$$Ld_{(1)req} = \frac{0.24fy}{\sqrt{fc'}} db = \frac{0.24 \times 420}{\sqrt{25.5}} \times 1.6 = 31.94 \ cm.$$

$$Ld_{(2)req} = 0.044 \times fy \times db = 0.044 \times 420 \times 1.6 = 29.57 \ cm.$$

$$Ld_{(2)req} = 29.57 \ cm < Ld_{(1)req} = 31.94 \ cm \Rightarrow Controls$$

Available Ld = $\frac{180 - 60}{2}$ -7.5 = 52.5 cm.

Available Ld 52.5 cm > $Ld_{(1)req} = 31.94 \ cm.$

$\Rightarrow\Rightarrow$ Using Hook $\geq$ 16Φ

Required Length of Hook $\geq$ 16Φ = 16×1.6 = 25.6 cm.

$Hook_{Selected}$ = 28 cm > $Hook_{Required}$ = 25.6 cm. $\Rightarrow$ OK.

4.11.4.4Check Transfer of Load at Base of column (Design of Dowels)

$$\Phi Pn = \Phi \times (0.85 fc' Ag)$$

$$\Phi Pn = 0.65(0.85)(25.5)(\frac{\text{®}}{4} \times 600^2) = 3981.5 kN \text{ .}$$

Pu = 1847 kN.

$$\Phi Pn = 3981.5 kN \ > 1847 kN$$

$\Rightarrow$ Dowels are not required for load transfer.

° $_{min}$= 0.005 ……………………………………………… *(ACI -Code-15.8.2.1)*

$$\text{min. dewels} = 0.005 \times \frac{\text{®}}{4} \times 60^2 = 14.14 \ cm^2$$

Use dowels with the same number of column.

Use 6 Φ 25.

As $_{provided}$ = 29.45cm².

4.11.4.5 Development Length of Dowels

$$Ld_{req} = \frac{fy}{4\sqrt{fc'}} db = \frac{420}{4\sqrt{25.5}} \times 2.5 = 51.98 \ cm.$$

Available Ld = 40 - 7.5 - 1.6 - 1.6 = 29.3 cm.

Available Ld = 29.3 cm < Ld_{req} = 51.98 cm.

$\Rightarrow$ Increase The Footing Depth

h_{req} = Ld_{req} + 1.6 + 1.6 + 7.5

= 51.98 + 1.6 + 1.6 + 7.5 = 62.68 cm.

Select h = 65 cm > h_{req} = 62.68 cm.

4.12 Design of Combined Footing (F 30,31)

- Allowable soil pressure = 450 KN/m^2
- Column C 30 (Diameter = 70 cm)
- Total Load = 5542 KN

- Column C 31 (Diameter = 70 cm)
- Total Load = 5542 KN
- P_{UR} = 5542 + 5542 = 11084kN

- Assume footing to be about (75 cm) thick, in addition to about (30cm) of Ground Slab.
- Footing weight = $1.2\times(25\times0.75) = 22.5$ kN/m^2.
- soil weight above the footing = $1.6\times(1.5-0.75)\times18 = 21.6$ kN/m^2.
- Base Slab weight = $1.2\times0.3\times25 = 9$ kN/m^2.
- P_{net} = (22.5+21.6+9) = 53.1 kN/m^2.

4.12.1 Calculation of Required Area of Footing

$$\frac{Pu}{A_{req}} + P_{net} \le 1.4 \times \pm_{allowable}$$

$$\frac{11084}{A_{req}} + 53.1 \le 1.4 \times 450$$

$$\Rightarrow \mathrm{A}_{\mathrm{req}} = 19.21 \text{ m}^2$$

Try 6.2×3.2 with area = $19.84\text{m}^2 > A_{req} = 19.21\text{m}^2$

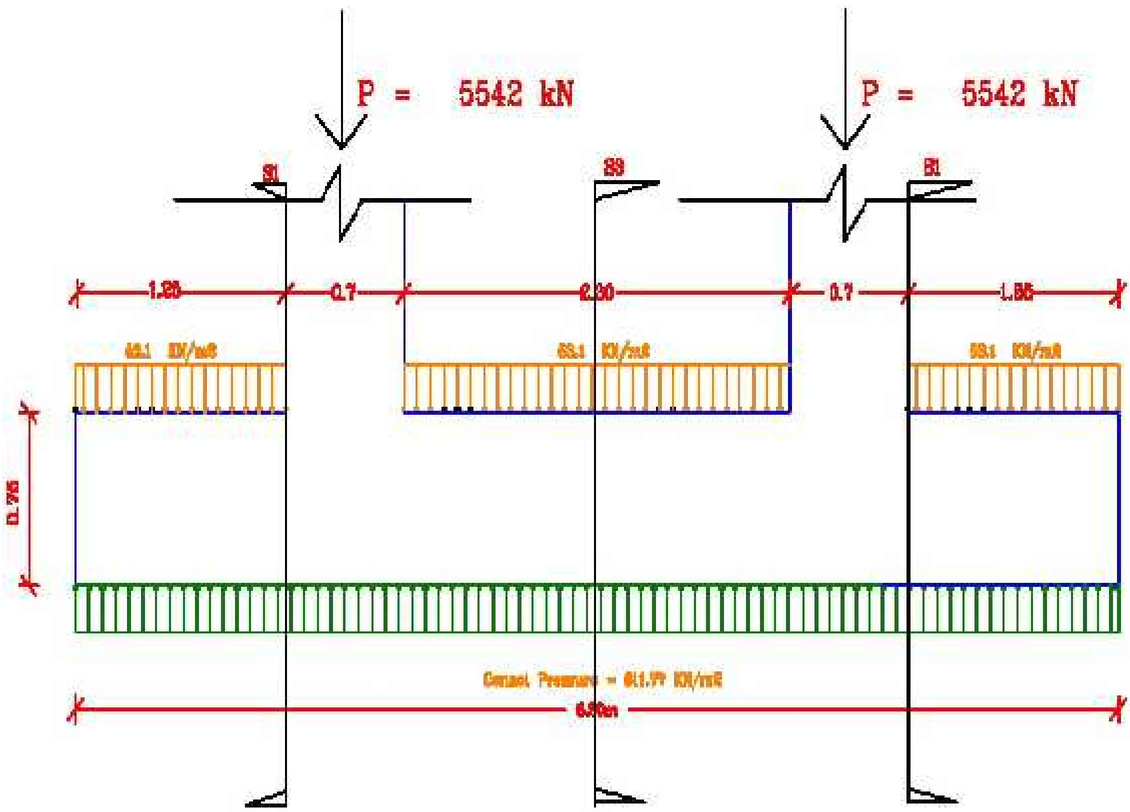


Figure (4-19) geometry of Combined Footing (F30,31).

4.12.2 Determination of Thickness (Depth)

$$-\pm_{bu} = \frac{Pu}{A} + P_{net} \pm \frac{Mx}{Ix}.Y \pm \frac{My}{Iy}.X$$

$$= \frac{11084}{19.84} + 53.1 \pm 0 \pm 0$$

$$= 611.77 kN/m^2 < 1.4 \times 450 = 630 kN/m^2$$

$$Vu_{(\text{critical})} = 611.77 \times 10^{-3} \times 3200 \times (1250 - d_{req}) - 53.1 \times 10^{-3} \times 3200 \times (1250 - d_{req})$$

$$Vu_{(\text{critical})} = 1957.66 \times (1250 - d)\text{N}$$

$$\Phi Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times bw \times d$$

$$\Phi.\text{Vc} = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{25.5} \times 3200 \times \text{d}_{\text{req}}$$

$$\Phi.\text{Vc} = 2019.9 \times \text{d}_{\text{req}}\ \text{N}$$

$$\Phi Vc \geq Vu_{(\text{critical})}$$

$$2019.9 \times \text{d}_{\text{req}} \geq 1957.66 \times (1250 - d)$$

$$d_{req} = 58.7\ cm$$

$h_{req} = d_{req} + 7.5 + 1 + 1 = 68.2$ cm.

$h_{req} = 68.2$ cm .

Select h = 70 cm.

d = 70 - 7.5 - 1 - 1 = 60.5cm

4.12.2.1 Check of Two Way Shear

The punching shear strength is the smallest of:

$$V_c = \frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{{}_c}\right)\sqrt{fc'}\,b_o d = \frac{1}{6}\times(1+\frac{2}{1})\times\sqrt{25.5}\times 5220\times 605 = 7973.8kN$$

$$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{fc'}\,b_o d = \frac{1}{12}\left(\frac{40}{5220/605}+2\right)\sqrt{25.5}\times 5220\times 605 = 8819.05kN$$

$$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}\,b_o d = \frac{1}{3}\sqrt{25.5}\times 5420\times 655 = 5315.87kN \text{ ....} Control$$

<u>Where:</u>

${}_c$ = a / b = 70 / 70 = 1.

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

= 2× {(a+d) + (b+d)} = 2× {(70+60.5) + (70+60.5)} = 522 cm.

$\sim_s$ = 40 …….……….. *For interior column.*

$$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}\,b_o d = \frac{1}{3}\sqrt{25.5}\times 5420\times 655 = 5315.87kN \text{ ....} Control$$

$$\Phi Vc = 0.75\times 5315.87 = 3986.9kN$$

$$V_{U\,(critical)} = P_u - \pm_{bu}\times A_{critical}$$

$$V_{U\,(critical)} = 5542 + (53.1\times 1.305\times 1.305) - 611.77\times(1.305\times 1.305)$$

$$V_{U\,(critical)} = 4590.6kN\ .$$

Φ.Vc = 3986.9 kN $< V_{Ucritical}$ = 4590.6 kN....................NOT OK.

punching shear failure take place so, the depth of footing must be increased.

Select h = 80 cm.

d = 80 - 7.5 - 1 - 1 = 70.5 cm

Check of tow way shear:

The punching shear strength is the smallest of:

$$V_c = \frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\ _c}\right)\sqrt{fc'}\,b_o d = \frac{1}{6}\times(1+\frac{2}{1})\times\sqrt{25.5}\times 5620\times 705 = 10003.9kN$$

$$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{fc'}\,b_o d = \frac{1}{12}\left(\frac{40}{5420/655}+2\right)\sqrt{25.5}\times 5420\times 655 = 11700.8kN$$

$$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}\,b_o d = \frac{1}{3}\sqrt{25.5}\times 5620\times 705 = 6669.2kN \Rightarrow Control$$

<u>Where:</u>

$_c$ = a / b = 70 / 70 = 1.

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

= 2× {(a+d) + (b+d)} = 2× {(70+70.5) + (70+70.5)} = 562 cm.

$\sim_s$ = 40 …….……….. *For interior column.*

$\Phi.Vc = 0.75\times 6669.2 = 5001.9kN$

$$V_{Ucritical} = P_u - \pm_{bu}\times A_{critical}$$
$$V_{Ucritical} = 5542 + 53.1\times(1.355\times1.355) - 611.77\times(1.355\times1.355)$$
$$V_{Ucritical} = 4516.3kN\ .$$

Φ.Vc = 5001.9kN > $V_{Ucritical}$ = 4516.3kN..................ok

No punching shear failure.

4.12.3 Design in x- Direction

$$\sum Mx = 0 \text{ at S1} \quad +$$

$$Mx = 611.77 \times 1.25 \times \frac{1.25}{2} \times 3.2 - 53.1 \times 1.25 \times \frac{1.25}{2} \times 3.2$$

$$Mx = 1396.68 kN.m$$

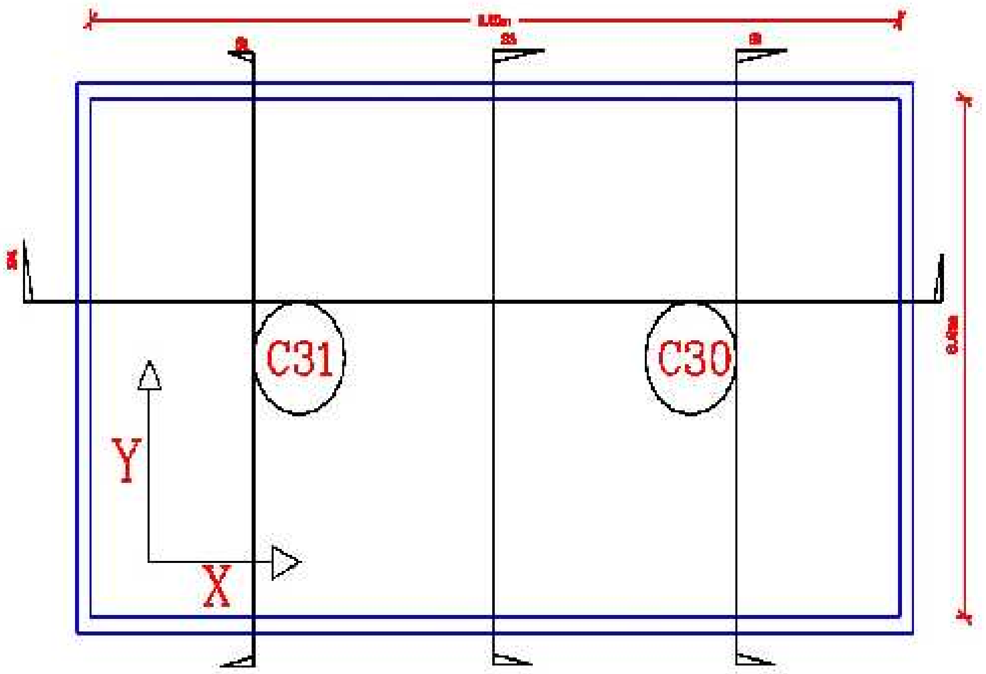


Figure (4-20) Design of Combined Footing (F30,31) in X-direction.

4.12.3.1 Design of Bottom reinforcement

Mu = 1396.68 kN.m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{1396.68}{0.9} = 1551.86 \text{ kN.m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{1551.86 \times 10^6}{3200 \times 705^2} = 0.98 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25.5} = 19.38$$

$$\circ_{req} = \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right]$$

$$\circ_{req} = \frac{1}{19.38} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.38 \times 0.98}{420}} \right] = 2.38 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = \circ \times b \times d$$

$$As_{req} = 2.38 \times 10^{-3} \times 320 \times 70.5 = 53.65 cm^2$$

Check for min. reinforcement

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy}$$

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{25.5} \times 3200 \times 705}{420} = 67.81 \text{ cm}^2$$

Not less than:

$$\frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 3200 \times 705}{420} = 75.2 \ cm^2$$

$$1.3 \times As_{req} = 1.3 \times 53.65 = 69.75 \ cm^2 < As_{min} = 75.2 cm^2$$

$As = 69.75 cm^2$

As_{min} for Shrinkage and temperature:

$As_{min} = 0.0018 \times b \times h$

$As_{min} = 0.0018 \times 320 \times 80$

$As_{min} = 46.1 cm^2$

$\therefore As = 69.75 cm^2$

Use 23Φ20 with $As = 72.26 \text{ cm}^2 > As_{req} = 69.75 cm^2$

-Check of yielding:-

$$T = A_s \times f_y = 7226 \times 420 = 3034.9kN$$

$$C = 0.85 \times f\acute{c} \times b \times a$$

$$T = C$$

$$a = \frac{T}{0.85 \times f_c' \times b} = \frac{3034.9 \times 10^3}{0.85 \times 25.5 \times 3200} = 4.38 \quad cm$$

$$= 0.85$$

$$x = \frac{a}{} = \frac{4.38}{0.85} = 5.15cm$$

$$£_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{65.5 - 5.15}{5.15} \times .003 = 0.035$$

$$\rightarrow 0.035 > 0.005 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots OK.$$

4.12.3.2 Development Length of main Reinforcement

$$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{fc'}} \times \sim \times \mathrm{B} \times ¥ \times db$$

$$Ld = \frac{420}{2\sqrt{25.5}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 2 = 83.17 \text{ cm.}$$

Available Ld = 125 - 7.5 = 117.5 cm.

Available Ld = 117.5 cm > Ld_{req} = 83.17 cm. $\Rightarrow$ OK.

4.12.3.3 Design of Bending Moment about S3

$$\sum Mx = 0 \quad +$$

$$Mx = 5542\times1.5+53.1\times3.1\times\frac{3.1}{2}\times3.2-611.77\times3.1\times\frac{3.1}{2}\times3.2$$

$$Mx = -277.11 kN.m$$

$\Rightarrow$ No top reinforcement.

Design of shrinkage and temperature reinforcement:

As_{min} for Shrinkage and temperature:

As_{min} = 0.0018×b×h

As_{min} = 0.0018×320×80

As_{min} = 46.1cm^2

$\therefore$ As_{req} = As_{min} for Shrinkage and temperature = 43.2cm^2

Use 23Φ16 with As = 46.24 cm^2 > As_{req} = 46.1cm^2

4.12.3.4 Design of Bottom Reinforcement at S3

Mu = 277.11 kN.m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{277.11}{0.9} = 307.9 \text{ kN.m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b\times d^2} = \frac{307.9\times10^6}{3200\times705^2} = 0.19 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\times fc'} = \frac{420}{0.85\times25.5} = 19.38$$

$$\circ_{req} = \frac{1}{m}\times\left[1-\sqrt{1-\frac{2\times m\times Rn}{fy}}\right]$$

$$\circ_{req} = \frac{1}{19.38}\times\left[1-\sqrt{1-\frac{2\times19.38\times0.19}{420}}\right] = 4.63\times10^{-4}$$

$$As_{req} = \circ\times b\times d$$

$$As_{req} = 4.63\times10^{-4}\times320\times70.5 = 10.45 cm^2$$

Check for min. reinforcement

$$As_{min} = \frac{0.25\times\sqrt{fc'}\times bw\times d}{fy}$$

$$As_{min} = \frac{0.25\times\sqrt{25.5}\times 3200\times 705}{420} = 67.81\ cm^2$$

Not less than:

$$\frac{1.4\times bw\times d}{fy} = \frac{1.4\times 3200\times 705}{420} = 75.2\ cm^2$$

$$1.3\times As_{req} = 1.3\times 10.45 = 13.59\ cm^2 < As_{min} = 75.2 cm^2$$

$$As = 13.59 cm^2$$

As_{min} for Shrinkage and temperature:

$$As_{min} = 0.0018\times b\times h$$

$$As_{min} = 0.0018\times 320\times 80 = 46.1 cm^2$$

$$\therefore As = 46.1 cm^2 > As_{req} = 13.59 cm^2$$

Use 15Φ20 with As = 47.12 cm^2 > As_{req} = 46.1cm^2

4.12. 4 Design in y- Direction

$$\sum Mx = 0 \text{ at S4} \quad +$$

$$Mx = 611.77\times 1.25\times\frac{1.25}{2}\times 6.2 - 53.1\times 1.25\times\frac{1.25}{2}\times 6.2$$

$$Mx = 2706.06 kN.m$$

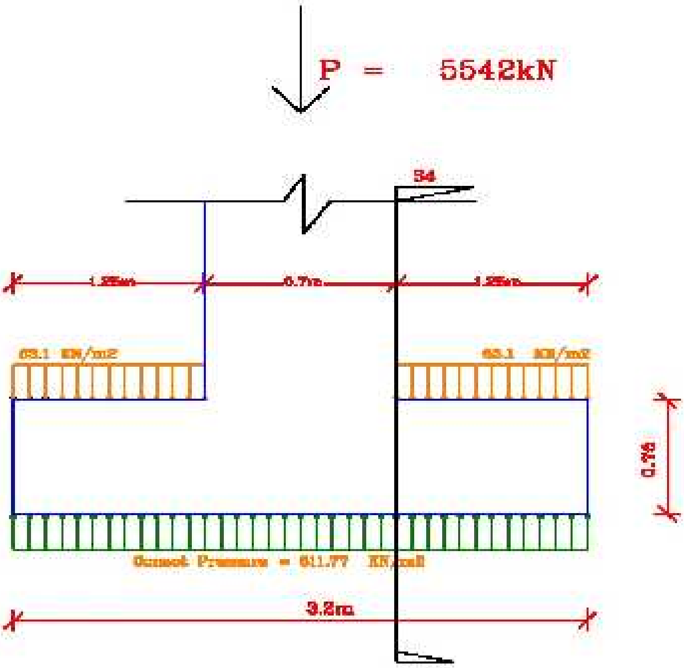


Figure (4-21) Design of Combined Footing (F30,31) in y-direction.

4.12.4.1 Design of Bottom Reinforcement

$$\text{Mu} = 2706.06 \text{ kN.m}$$

$$\text{Mn} = \frac{\text{Mu}}{\Phi} = \frac{2706.06}{0.9} = 3006.73 \text{ kN.m}$$

$$\text{Rn} = \frac{\text{Mn}}{\text{b} \times \text{d}^2} = \frac{3006.73 \times 10^6}{6200 \times 705^2} = 0.98 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25.5} = 19.38$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right]$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{19.38} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.38 \times 0.98}{420}} \right] = 2.39 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d$$

$$As_{req} = 2.39 \times 10^{-3} \times 620 \times 70.5 = 104.4 cm^2$$

Check for min. reinforcement

$$As_{\min} = \frac{0.25\times\sqrt{fc'}\times bw \times d}{fy}$$

$$As_{\min} = \frac{0.25\times\sqrt{25.5}\times 6200\times 705}{420} = 131.4\ cm^2$$

Not less than:

$$\frac{1.4\times bw \times d}{fy} = \frac{1.4\times 6200\times 705}{420} = 145.7 cm^2$$

$$1.3\times As_{req} = 1.3\times 104.4 = 135.72 cm^2 < As_{\min} = 145.7 cm^2$$

$$\Rightarrow As_{req} = 135.72 cm^2$$

$As_{\min}$ for Shrinkage and temperature:

$As_{\min} = 0.0018\times b\times h$

$As_{\min} = 0.0018\times 620\times 80$

$As_{\min} = 89.28 cm^2$

$\Rightarrow As_{req} = 135.76 cm^2$ Contols

Use 44Φ20 with As = 138.23 cm^2 > As_{req} = 135.72cm^2

-Check of yielding:-

$$T = A_s\times f_y = 13823\times 420 = 5805.7 kN$$

$$C = 0.85\times f_c'\times b \times a$$

$$T = C$$

$$a = \frac{T}{0.85\times f_c'\times b} = \frac{5805.7\times 10^3}{0.85\times 25.5\times 6200} = 4.32 \quad cm$$

$$= 0.85$$

$$x = \frac{a}{} = \frac{4.32}{0.85} = 5.08 cm$$

$$£_s = \frac{d - x}{x}\times(0.003) = \frac{65.5 - 5.08}{5.08}\times .003 = 0.0356$$

$$\rightarrow 0.0356 > 0.005 .... OK .$$

4.12.4.2 Development length of main Reinforcement:

$$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{fc'}} \times \sim \times \mathrm{B} \times ¥ \times db$$

$$Ld = \frac{420}{2\sqrt{25.5}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 2 = 83.17 \text{ cm.}$$

Available Ld = 125 - 7.5 = 117.5 cm.

Available Ld = 117.5 cm > Ld_{req} = 83.17 cm. $\Rightarrow$ OK.

4.12.5 Design Of Top Reinforcement

As_{min} for Shrinkage and temperature:

$As_{min} = 0.0018 \times b \times h$

$As_{min} = 0.0018 \times 620 \times 80$

$As_{min} = 89.28 cm^2$

Select 45Φ16 with As = 90.48cm^2 > As_{req} = 89.28 cm^2.

4.12.5.1 Check Transfer of Load at Base of Column (Design of Dowels)

$$\Phi Pn = \Phi \times (0.85 \times fc' \times Ag + As_{req} \times fy) \geq Pu$$

$$\Phi Pn = 0.65 \times (0.85 \times 25.5 \times \frac{®}{4} \times 700^2 + As_{req} \times 420) \geq 5542 \times 10^3$$

$$\Rightarrow As_{req} = 4.4 cm^2$$

$°_{min}$ = 0.005 .... *(ACI -Code-15.8.2.1)*

$$\text{min. dowels} = 0.005 \times \frac{®}{4} \times 70^2 = 19.24\ cm^2$$

Use dowels with the same number of column.

Use 8 Φ 25.

As $_{provided}$ = 39.3cm².

4.12.5.2 Development Length of Dowels

$$Ld_{req} = \frac{fy}{4\sqrt{fc'}} db = \frac{420}{4\sqrt{25.5}} \times 2.5 = 51.98\ cm.$$

Available Ld = 80 - 7.5 - 2 - 2 = 68.5 cm.

Available Ld = 68.5 cm > Ld_{req} = 51.98 cm. $\Rightarrow$ OK

4.13 Design of Strip Footing (Under Basement Wall).

4.13.1 Load Calculations

- -Nominal Dead Load = 58.32 kN/m.
- Nominal Live Load = 58.32 kN/m.
- Total (D.L) of the Wall = $25.5 \times 5.57 \times 0.3 \times 1 = 42.61\ kN\ /\ m$
- Weight of concrete footing = $0.3 \times 25.5 \times 1 \times \text{bx} = 7.65 \times \text{bx kN}$
- Weight of soil above footing = $= 1.2 \times 18 \times 1 \times \text{bx} = 21.6 \times \text{bx kN}$
- Weight of base slab = $= 1.2 \times 18 \times 1 \times \text{bx} = 21.6 \times \text{bx kN}$

4.13.2 Determination of Footing Depth

-Allowable soil pressure = 450 KN/m^2

-Assume footing thickness = 30 cm > h min = 25cm.

$$\frac{P}{A} \leq \pm_{allowable}$$

$$\frac{58.32\times1+29.1\times1+25.5\times5.57\times0.3\times1+\ 0.3\times25.5\times1\times bx+1.2\times18\times1\times bx+\ 0.3\times25.5\times1\times bx}{1\times bx} \leq 450$$

$$129.2+36.6\times bx = 450\times bx$$

$$\Rightarrow bx = 0.31m$$

$$\Rightarrow \text{Select } bx = 1m$$

4.13.3 Check of Shear

$$Pu_{critical} = 1.2\times58.32\times1+1.6\times29.1\times1+1.2\times25.5\times5.57\times0.3\times1+1.2\times0.3\times25.5\times1\times1+1.6\times\ 1.2\times18\times1\times1+1.2\times0.3\times25.5\times1\times1$$

$$Pu_{critical} = 219.23kN$$

$$\frac{Pu_{Total}}{Area} = \frac{219.23}{1\times1} = 219.23kN\ /m^2 < 1.4\times450 = 630kN\ /m^2$$

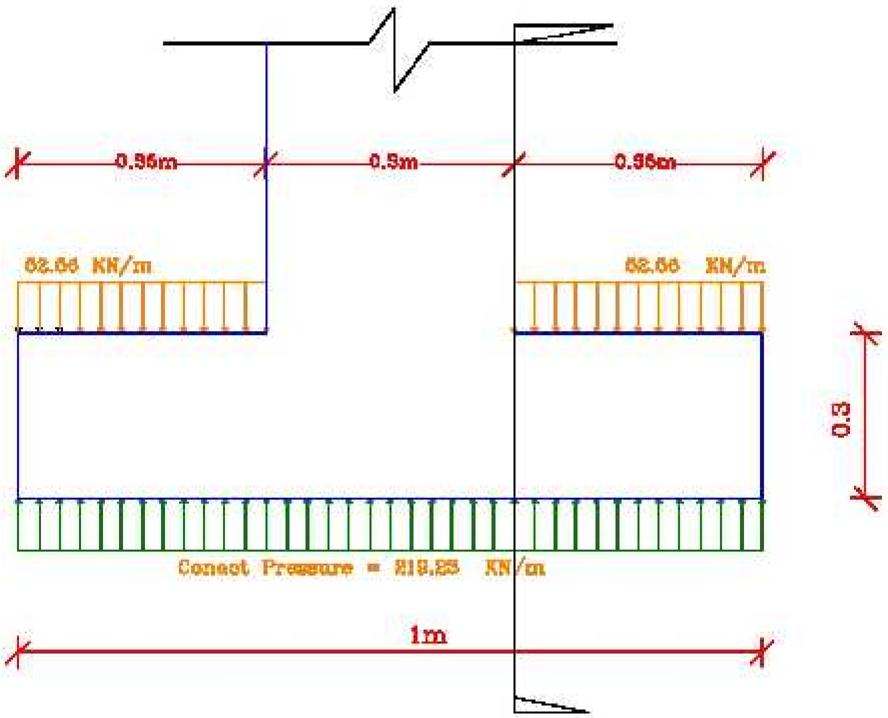


Figure (4-22) Geometry of Strip Footing.

$$Pu_{\text{For 1m strip}} = 1.2\times0.3\times25.5\times1 + 1.6\times1.2\times18\times1 + 1.2\times0.3\times25.5\times1$$

$$Pu_{\text{For 1m strip}} = 52.56\ kN\ / m$$

$$Vu = 219.32\times(0.35) - 52.56\times(0.35) = 58.37kN$$

$$\Phi Vc = 0.75\times\frac{1}{6}\times\sqrt{fc^{'}}\times b\times d.$$

$$d = 30 - 7.5 - 1 - 1 = 20.5cm$$

$$\Phi Vc = 0.75\times\frac{1}{6}\times\sqrt{25.5}\times1000\times205 = 129.4kN$$

$$\Phi Vc = 129.4kN > Vu = 58.37kN$$

$\therefore$ The Depth of Footing is Satisfied.

4.13.4 Design of Bending Moment

$$Mu = 219.23\times0.35\times\frac{0.35}{2} - 52.56\times0.35\times\frac{0.35}{2}$$

$$Mu = 13.43 - 3.2$$

$$Mu = 10.23kN.m$$

$$\text{Mn}_{\text{req}} = \frac{\text{Mu}}{0.9} = \frac{10.23}{0.9} = 11.37 \text{ kN.m.}$$

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

$$\text{Rn} = \frac{11.37\times10^6}{1000\times205^2} = 0.27\text{Mpa.}$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 25.5} = 19.38$$

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

$$°_{req} = \frac{1}{19.38}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.27 \times 19.38}{420}}\right) = 6.5 \times 10^{-4}$$

$$As_{req} = °_{req} \times b \times d$$

$$As_{req} = 6.5 \times 10^{-4} \times 100 \times 20.5$$

$$As_{req} = 1.33 cm^2 / m$$

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

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{25.5} \times 100 \times 20.5}{420} = 6.16 cm^2 / m$$

Not less than:

$$\frac{1.4 \times b \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 100 \times 20.5}{420} = 6.83\ cm^2 / m$$

$$1.3 \times As_{req} = 1.3 \times 1.33 = 1.73\ cm^2 / m$$

As_{min} for Shrinkage and temperature:

$$As_{min} = 0.0018 \times b \times h$$

$$As_{min} = 0.0018 \times 100 \times 30$$

$$As_{min} = 5.4\ cm^2 / m$$

Select 5Φ12 cm with As = 5.65 cm^2/m > 5.4 cm^2/m.

$$S_{req} = \frac{1.13}{5.65} \times 100 = 20cm$$

Select Φ12@20 cm.

4.13.4.1 Development Length of main Reinforcement

$$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{fc'}} \times \sim \times \mathrm{B} \times ¥ \times db$$

$$Ld = \frac{420}{2\sqrt{25.5}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 = 49.9 \text{ cm.}$$

Available Ld = 35-7.5 = 27.5 cm.

Available Ld = 27.5 cm < Ld_{req} = 49.9 cm.

$$Ld_{(1)req} = \frac{0.24fy}{\sqrt{fc'}} db = \frac{0.24 \times 420}{\sqrt{25.5}} \times 1.2 = \ 23.95\ cm.$$

$$Ld_{(2)req} = 0.044 \times fy \times db = 0.044 \times 420 \times 1.2 = \ 21.67\ cm.$$

$$Ld_{(2)req} = \ 29.57\ cm < Ld_{(1)req} = \ 31.94\ cm \Rightarrow Controls$$

Available Ld =27.5 cm > $Ld_{(1)req} = \ 23.95\ cm.$

$\Rightarrow\Rightarrow$ Using Hook $\geq$ 16Φ

Required Length of Hook $\geq$ 16Φ = 16×1.2 = 19.2 cm.

$\text{Hook}_{\text{Selected}}$ = 20 cm > $\text{Hook}_{\text{Required}}$ = 19.2 cm. $\Rightarrow$ OK.

4.13.4.2 Design of Secondary Bottom Reinforcement

As_{min} for Shrinkage and temperature:

$As_{min} = 0.0018 \times b \times h$

$As_{min} = 0.0018 \times 100 \times 30$

$As_{min} = 5.4\ \text{cm}^2 / m$

Select Φ12@20 cm.

4.13.6 Check Transfer of Load at Base of Column (Design of Dowels)

$Pu = 1.2\times5.57\times25.5\times0.3\times1 + 1.2\times58.32\times1 + 1.6\times29.1\times1 = 127.9$ kN

$\Phi Pn = \Phi\times(0.85\times fc'\times Ag + As_{req}\times fy) \geq Pu$

$\Phi Pn = 0.65\times(0.85\times25.5\times1000\times300 + As_{req}\times420) \geq 127.9\times10^3$

$\Rightarrow As_{req} = -150.14 cm^2$

$\therefore$ As min. is required

$As_{min} = 0.0012\times Ag$

$As_{min} = 0.0012\times100\times30$

$As_{min} = 3.6 cm^2/m$

1.8 cm^2/m < As for the outer face of basement wall = 7.8 cm^2/m

1.8 cm^2/m < As for the inner face of basement wall = 12.56 cm^2/m

Select As to be the same as As for the basement wall.

4.13.7 Development Length of Dowels

Available Ld = 30 - 7.5 - 1.2 - 1.2= 20.1 cm.

$$Ld_{(1)req} = \frac{fy}{4\sqrt{fc'}} db = \frac{420}{4\sqrt{25.5}} \times 2 = 41.59\ cm.$$

$$Ld_{(2)req} = 0.044 \times fy \times db = 0.044 \times 420 \times 2 = 36.96\ cm.$$

Available Ld = 20.1 cm < $Ld_{(1)req}$ = 41.59 cm.

$\Rightarrow$ Increase The Footing Depth

h_{req} = Ld_{req} + 1.2 + 1.2 + 7.5

= 41.59 + 1.2 + 1.2 + 7.5 = 51.49 cm.

Select h = 55cm > h_{req} = 51.49 cm.

4.14 Design of Mat Foundation

Allowable soil pressure = 450 KN/m²

Total weight of each Shear wall = 202.2 kN/m.

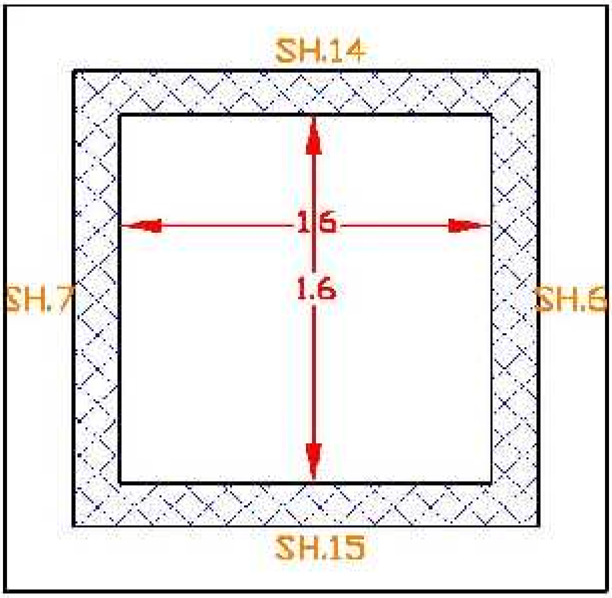


Figure (4-23) Geometry of Mat Foundation.

- Load on each Shear wall from Solid Slab:

SH.6 = 3.38 kN/m.

SH.7 = 3.38 kN/m.

SH.14 = 10.875 kN/m.

SH.15 = 4.125 kN/m.

- Dead Load from Ribbed Slab on SH.15 = 39 kN/m.
- Live Load from Ribbed Slab on SH.15 = 18 kN/m.
- $P_U = 1.2 \times 39 + 1.6 \times 18 = 75.6 kN / m$

- Dead Load from Ribbed Slab on SH.7 = 22 kN/m.
- Live Load from Ribbed Slab on SH.7 = 10 kN/m.
- $P_U = 1.2 \times 22 + 1.6 \times 10 = 42.4 kN / m$

- Total Loads on each Shear wall:

SH.15 = 75.6 + 202.2 + 4.13 = 281.9 kN/m.

SH.6 = 3.38 +202.2 = 205.6 kN/m.

SH.14 = 5.4 + 10.875 + 202.2 = 218.5 kN/m.

SH.7 = 3.38 + 42.4 + 202.2 = 248 kN/m.

- Assume footing to be about (65 cm) thick > h min. = 25 cm.
- Soil weight above the footing = $1.6 \times (1.5 - 0.65) \times (2.6^2 - 2^2) \times 18$ = 67.56 kN.
- Base Slab weight = $1.2 \times 0.3 \times 25 \times (2.6^2 - 2^2)$ = 24.84 kN.
- Footing weight = $1.2 \times 0.65 \times 2.6 \times 2.6$ = 5.27 kN.
- P_{Total} = 1708 + 5.27 + 24.84 + 67.56 = 1951 kN.

4.14.1 Calculation of Required area of Footing

$$\frac{Pu}{A_{req}} \leq 1.4 \times \pm_{allowable}$$

$$\frac{1951}{A_{req}} \leq 1.4 \times 450$$

$\Rightarrow$ A_{req} = 3.1 m^2

Try 2.6×2.6 with area = 6.7 m^2 $> A_{req} = 3.1\text{m}^2$

4.14.2 Eccentricity Calculations

$$\sum Mx = 0 \qquad \curvearrowleft +$$

$$Mx = 281.9 \times 0.9 - 218.5 \times 0.9$$

$$Mx = 57.1 kN.m$$

$$\sum My = 0 \qquad \curvearrowleft +$$

$$Mx = 248 \times 0.9 - 205.6 \times 0.9$$

$$Mx = 38.16 kN.m$$

$$\Rightarrow e_x = \frac{My}{P_{Ru}} = \frac{38.16}{1951} = 0.02m$$

$$\Rightarrow e_y = \frac{Mx}{P_{Ru}} = \frac{57.1}{1951} = 0.03m$$

$$\Rightarrow e_{\max} = ey = 0.03 < \frac{bx}{6} = \frac{2.6}{6} = 0.43m$$

4.14.3 Determination of Bearing Pressure

$$-Ix = Iy = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{2.6 \times 2.6^3}{12} = 3.81 m^4$$

$$-\pm_P = \frac{\mathrm{P}_{Ru}}{A} \pm \frac{Mx}{Ix}.Y \pm \frac{My}{Iy}.X$$

$$-\pm_A = \frac{1951}{2.6 \times 2.6} + \frac{57.1}{3.81} \times 1.3 + \frac{38.16}{3.81} \times 1.3 = 321.1 kN / m^2$$

$$-\pm_A = \frac{1951}{2.6 \times 2.6} + \frac{57.1}{3.81} \times 1.3 - \frac{38.16}{3.81} \times 1.3 = 308.1 kN / m^2$$

$$-\pm_A = \frac{1951}{2.6 \times 2.6} - \frac{57.1}{3.81} \times 1.3 - \frac{38.16}{3.81} \times 1.3 = 256.1 kN / m^2$$

$$-\pm_A = \frac{1951}{2.6 \times 2.6} - \frac{57.1}{3.81} \times 1.3 + \frac{38.16}{3.81} \times 1.3 = 282.1 kN / m^2$$

$$\Rightarrow \pm_{\max} = 321.1 kN / m^2 < 1.4 \times 1.3 \times 450 = 819 kN / m^2 \Rightarrow ok$$

4.14.4 Design of Shear

d = 65 - 7.5 - 1 - 1 = 55.5 cm.

$$\Phi Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times bw \times d$$

$$\Phi.\mathrm{Vc} = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{25.5} \times 2600 \times 555$$

$$\Phi.\mathrm{Vc} = 910.85 kN$$

$$\pm_{(A,B)} = \frac{321.1+308.1}{2} = 314.6kN\ /m^2$$

$$Vu = \pm_{(A,B)} \times A - P$$

$$P = 1.2\times25\times0.65\times0.3\times2.6+1.2\times25\times0.3\times0.3\times2.6+1.6\times18\times0.85\times0.3\times2.6$$

$$P = 41.32kN.$$

$$Vu = \pm_{(A,B)} \times A - P$$

$$Vu = 314.6\times(2.6\times2.6) - 41.32$$

$$Vu = 2041kN.$$

$$\Phi.\text{Vc} = 910.85kN\ > Vu = 2041kN$$

4.14.5 Design of Bending Moment

By using the software analysis the result of moment were:

In x-direction

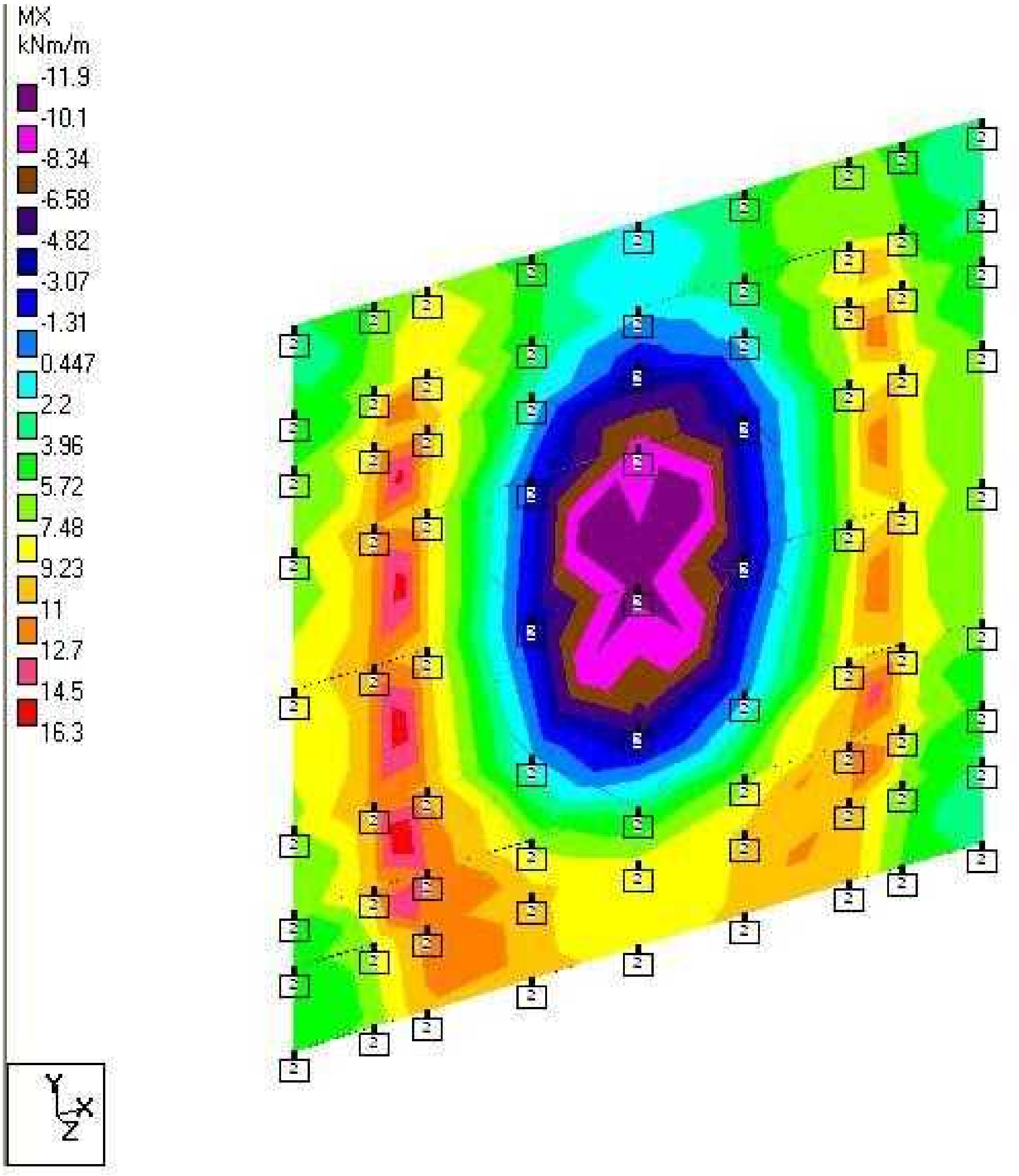


Figure (4-24) Moment in x-direction.

In y-direction

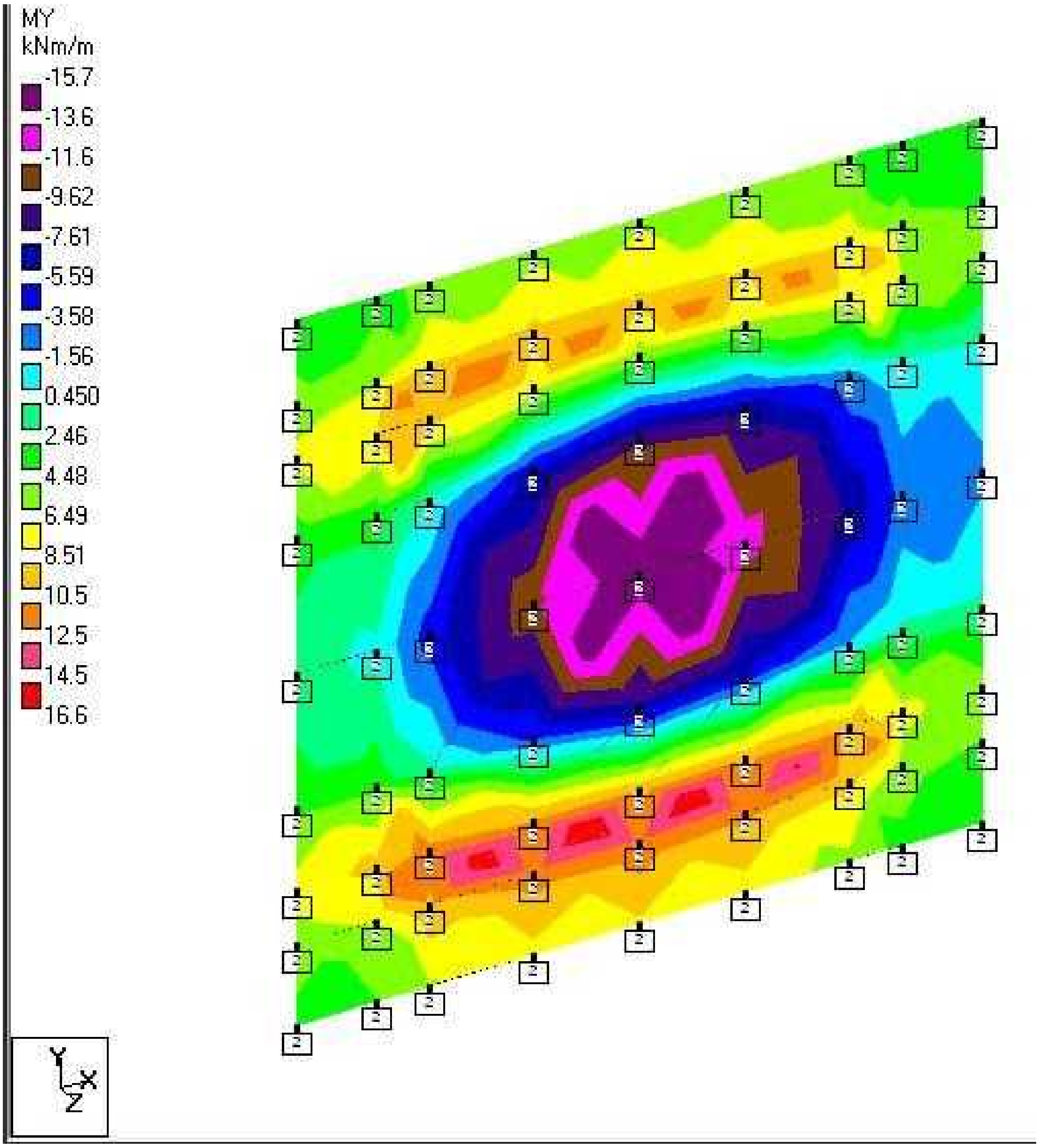


Figure (4-25) Moment in y-direction.

4.14.6 Design of Bottom Reinforcement

Mu = 15.7 kN.m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{15.7}{0.9} = 17.4 \text{ kN.m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{17.4 \times 10^6}{1000 \times 555^2} = 0.056 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25.5} = 19.38$$

$$\circ_{req} = \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right]$$

$$\circ_{req} = \frac{1}{19.38} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.38 \times 0.056}{420}} \right] = 1.35 \times 10^{-4}$$

$$As_{req} = \circ \times b \times d$$

$$As_{req} = 1.35 \times 10^{-4} \times 100 \times 55.5 = 0.75 \ cm^2 \backslash m$$

$$As_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy}$$

$$As_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{25.5} \times 1000 \times 555}{420} = 16.68 \text{ cm}^2 \backslash m$$

Not less than:

$$\frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 1000 \times 555}{420} = 18.5 \ cm^2 \backslash m$$

$$1.3 \times As_{req} = 1.3 \times 0.75 = 0.98 \ cm^2 \backslash m < 18.5 cm^2 \backslash m$$

$$As_{\min} = 0.98 cm^2 \backslash m$$

$As_{\min}$ for Shrinkage and temperature:

$$As_{\min} = 0.0018 \times b \times h$$

$$As_{\min} = 0.0018 \times 100 \times 65$$

$$As_{\min} = 11.7 \text{cm}^2 \backslash m$$

$\therefore$ As = As$_{min}$ = 11.7 cm^2 \ m

Use 6Φ16 with As = 12.05 cm^2/m > As$_{req}$ = 11.7 cm^2 \ m in Both Directions

-Check of yielding:-

$$T = A_s \times f_y = 3220 \times 420 = 1352.4 kN$$
$$C = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$
$$T = C$$
$$a = \frac{T}{0.85 \times f_c' \times b} = \frac{1352.4 \times 10^3}{0.85 \times 25.5 \times 2600} = 2.4 \quad cm$$
$$= 0.85$$
$$x = \frac{a}{} = \frac{2.4}{0.85} = 2.8cm$$
$$£_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{55.5 - 2.8}{2.8} \times .003 = 0.056$$
$$\rightarrow 0.056 > 0.005 ....OK .$$

4.14.7 Design of Top Reinforcement

Mu = 16.6 kN.m/m

$$\text{Mn} = \frac{\text{Mu}}{\Phi} = \frac{16.6}{0.9} = 18.4 \text{ kN.m}$$
$$\text{Rn} = \frac{\text{Mn}}{\text{b} \times \text{d}^2} = \frac{18.4 \times 10^6}{1000 \times 555^2} = 0.059 Mpa$$
$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25.5} = 19.38$$

$$\circ_{req} = \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right]$$

$$\circ_{req} = \frac{1}{19.38} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.38 \times 0.059}{420}} \right] = 1.42 \times 10^{-4}$$

$$As_{req} = \circ \times b \times d$$

$$As_{req} = 1.42 \times 10^{-4} \times 100 \times 55.5 = 0.79 cm^{2}$$

$$As_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy}$$

$$As_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{25.5} \times 1000 \times 555}{420} = 16.68 \text{ cm}^{2} \setminus m$$

Not less than:

$$\frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 1000 \times 555}{420} = 18.5 \ cm^{2} \setminus m$$

$$1.3 \times As_{req} = 1.3 \times 0.79 = 1.03 \ cm^{2} \setminus m < 18.5 cm^{2} \setminus m$$

$As_{\min} = 1.02 cm^{2} \setminus m$

$As_{\min}$ for Shrinkage and temperature:

$As_{\min} = 0.0018 \times b \times h$

$As_{\min} = 0.0018 \times 100 \times 65$

$As_{\min} = 11.7 \text{cm}^{2} \setminus m$

$\therefore$ As = $As_{\min}$ = 11.7 $\text{cm}^2 \setminus m$

Use 6Φ16 with As = 12.05 cm^2/m > As_{req} = 11.7 $\text{cm}^2 \setminus m$ in Both Directions

4.14.8 Check Transfer of Load at Base of Column (Design of Dowels)

$$\Phi Pn = \Phi \times (0.85 \times fc' \times Ag + As_{req} \times fy) \geq Pu$$

$$563.8 \times 10^3 = 0.65 \times (0.85 \times 25.5 \times 2000 \times 200 + As_{req} \times 420)$$

$$\Rightarrow As_{req} = -185 cm^2$$

$\therefore$ As min. is required

$As_{min} = 0.0012 \times Ag$

$As_{min} = 0.0012 \times 200 \times 20$

$As_{min} = 4.8 cm^2$

$As = 2.4 cm^2 / m$

1.8 cm^2/m < As for the outer face of basement wall = 7.8 cm^2/m

1.8 cm^2/m < As for the inner face of basement wall = 12.56 cm^2/m

Select As to be the same as As for the Shear wall.

4.14.9 Development Length of Dowels

Available Ld = 65 - 7.5 - 1.6 - 1.6= 54.3 cm.

$$Ld_{(1)req} = \frac{fy}{4\sqrt{fc'}} db = \frac{420}{4\sqrt{25.5}} \times 2 = 41.59\ cm.$$

$$Ld_{(2)req} = 0.044 \times fy \times db = 0.044 \times 420 \times 2 = 36.96\ cm.$$

Available Ld = 54.3 cm > $Ld_{(1)req}$ = 41.59 cm.

4.15 Design of Stair(1)

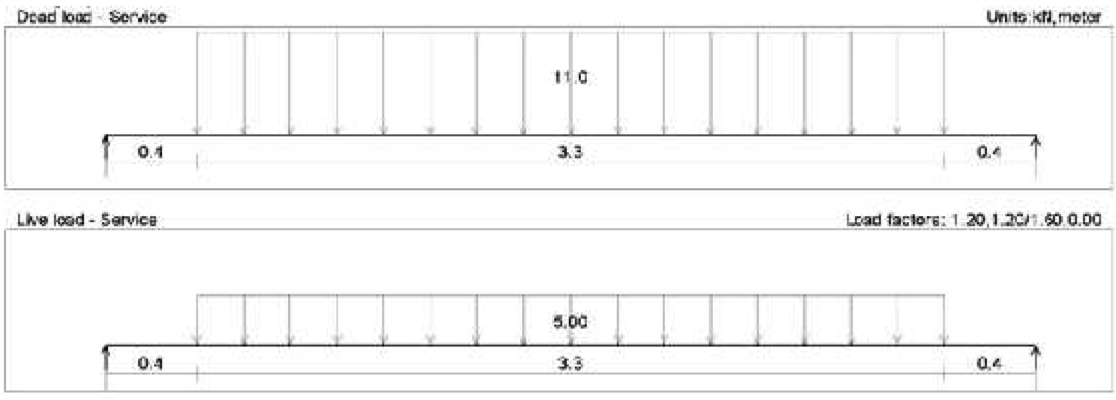


Figure (4-26) Structural System of Stair 1.

4.15.1 Determination of Slab Thickness

- L = 0.4+3.3+0.4 = 4.1 m.

- h_{req} = L/ 20.

-h_{req} = 4.1 / 20 = 0.2 m = 20 cm.

$\Rightarrow$ **Use h = 20cm** *(and the Limitation of Deflection will be considered).*

$fy \neq 400\ MPa$

$\Rightarrow \text{h}_{\text{req}} = \text{Modification factor} \times \text{h}_{\text{Selected}}$

$$Modification\ factor = \text{M} = (\ 0.4\ +\ \frac{fy}{700})$$

$$\Rightarrow \text{M} = (\ 0.4\ +\ \frac{420}{700}) = 1.00$$

$\Rightarrow\Rightarrow \text{h}_{\text{req}} = 1\times\ 20 = 20\ \text{cm.}$

-θ = tan-1(17 / 30) = 29.54o.

-Cos θ = 0.870.

4.15.2 Load Calculations

-Dead Load

Vertical Tiles = $0.04 \times 23 \times (\frac{33}{30}) = 1.01$ kN/m².

Horizontal Tiles = $0.03 \times 23 \times (\frac{17}{30}) = 0.39$ kN /m².

Vertical mortar = $0.03 \times 2.2 \times (\frac{17}{30}) = 0.37$ kN /m².

Horizontal mortar = $0.03 \times 22 = 0.66$ kN/m².

Plaster = $\frac{(0.02 \times 22)}{(\text{Cos } 29.54)} = 0.76$ kN/m².

Steps = $(\frac{0.17}{2})\ 25 = 2.13$ kN/m².

Slab = $\frac{0.12 \times 25}{\text{Cos } 29.54} = 5.75$ kN/m² .

$\Rightarrow$ Total dead load = 11.07 kN/ m² .

-Live Load

- Live load for stairs = 5 kN/m².

-Factored Load

-For one meter strip:

- ♦ qu $=1.2 \times$ D.L + $1.6 \times$ L.L

$\Rightarrow$ qu $=1.2 \times 11.07 + 1.6 \times 5 = 21.28$ kN/m.

4.15.3 Design of Shear

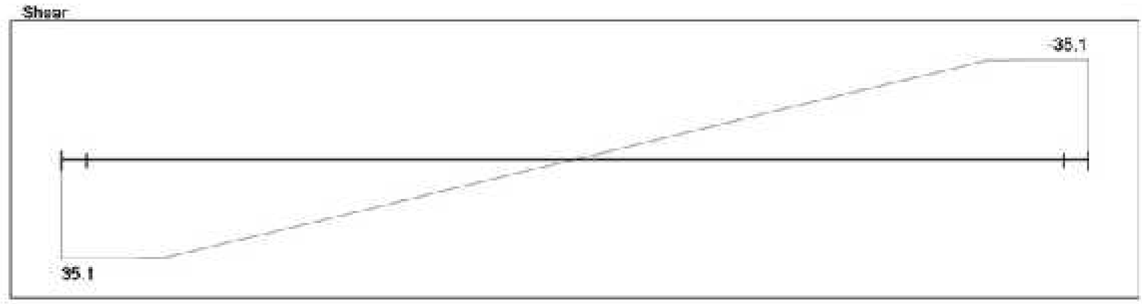


Figure (4-27) Shear diagram of Stair 1.

$$Vu = \frac{qu \times L}{2}$$

$$\text{Vu} = \frac{21.28 \times 3.3}{2} = 35.1\text{kN}.$$

$$\Phi Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times bw \times d.$$

$$\Phi Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{25.5} \times 1000 \times d.$$

$$631.22 \times \text{d} = 35.1 \times 10^3$$

$$\Rightarrow \text{d} = 5.56 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow\Rightarrow \text{h}_{\text{req}} = 5.56 + 2 + 1 = 8.56 \text{ cm} \leq \text{h}_{\text{Selected}} = 20 \text{ cm}.$$

$$\therefore \text{h} = \text{h}_{\text{Selected}} = 20 \text{ cm}.$$

And No Shear Reinforcement is Required

4.15.4 Design of Bending Moment

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair.

See figure (4-34).

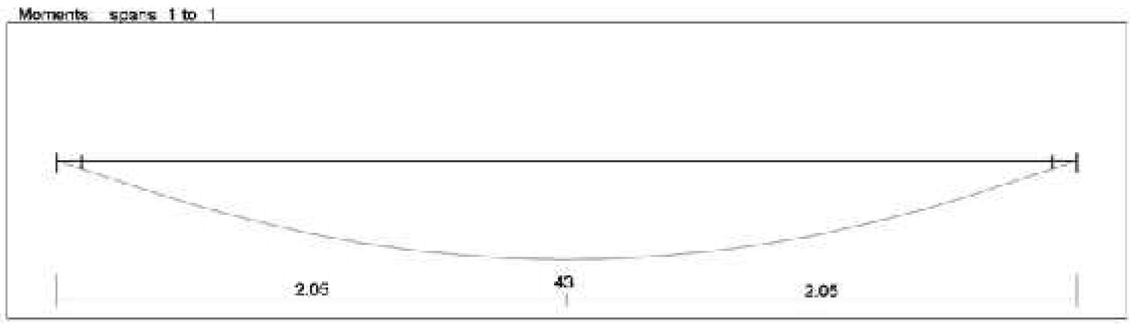


Figure (4-28) Moment diagram of Stair 1.

Mu = 43 kN.m

$$Mn_{req} = \frac{Mu}{0.9} = \frac{43}{0.9} = 47.8 \text{ kN.m.}$$

Assume Ø 12 for main reinforcement:

d = 20 – 2 - 1 = 17cm.

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

$$\text{Rn} = \frac{47.8\times10^6}{1000\times170^2} = 1.65\text{Mpa.}$$

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

$$\text{m} = \frac{420}{0.85\times25.5} = 19.38$$

$$^{\circ}_{req} = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times m\times R_n}{fy}}\right)$$

$$^{\circ}_{req} = \frac{1}{19.38}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times1.65\times19.38}{420}}\right) = 4.1\times10^{-3}$$

$$As_{req} = {}^{\circ}_{req}\times b\times d$$

$$As_{req} = 4.1\times10^{-3}\times1000\times170$$

$$As_{req} = 6.97cm^2/m$$

$$As_{\min} = \frac{0.25\times\sqrt{fc^{'}}\times bw\times d}{fy}$$

$$\text{As}_{\min} = \frac{0.25\times\sqrt{25.5}\times1000\times170}{420} = 5.11\text{cm}^2$$

Not less than:

$$\frac{1.4\times bw\times d}{fy} = \frac{1.4\times1000\times170}{420} = 5.67cm^2$$

$\text{As}_{\min}$ for Shrinkage and temperature:

$\text{As}_{\min} = 0.0018\times\text{b}\times\text{h}$

$\text{As}_{\min} = 0.0018\times100\times20$

$\text{As}_{\min} = 3.6\text{cm}^2$

$As_{req} = 6.97 cm^2 > As_{min} = 5.67 cm^2$

$As_{req} = 6.97 cm^2$

Select Φ12 with As = $1.13 cm^2$

$S_{req} = \frac{1.13}{6.97} \times 100 = 16.2 cm$

Select S = 15cm.

$S = 15\ cm < S_{req} = 16.2\ cm$

$S = 15\ cm < 3 \times h = 60\ cm$

$S = 15\ cm < 45\ cm.$

Select Φ12/15cm with As = $\frac{1.13 \times 100}{15} = 7.53 cm^2/m > 6.97 cm^2/m.$

Check of yielding:

$T = C$

$T = As \times fy = 754 \times 420 = 316.7 kN$

$C = 0.85 \times fc' \times b \times a$

$$a = \frac{C}{0.85 \times fc_c' \times b} = \frac{316.7 \times 10^3}{0.85 \times 25.5 \times 1000} = 14.6\ mm$$

$_1 = 0.85$

$$X = \frac{a}{_1} = \frac{14.6}{0.85} = 17.2\ mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{d-x}{x} \times (0.003)$$

$$\varepsilon_s = \frac{170-17.2}{17.2} \times 0.003 = 0.026$$

$\Rightarrow 0.026 > 0.005 \quad \therefore$ OK.

4.15.4.1 Development Length of the Bars

$$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{fc'}} \times \sim \times \quad \times ¥ \times db$$

$$= \frac{420}{2\sqrt{25.5}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 = 49.9cm.$$

Ld available > Ld_{req} = 49.9 cm $\Rightarrow$ OK

4.15.4.2 Design of Lateral Reinforcement

As = As for Shrinkage and temperature:

As = 0.0018×b×h

As = 0.0018×100×20

As = 3.6 cm^2

Not less than:

$0.2 \times As_{main}$

= 0.2×7.53 = 1.5 cm^2/m.

Select Φ12 with As = 1.13cm^2.

$$S_{req} = \frac{1.13}{3.6} \times 100 = 31.39cm$$

Select S = 30 cm.

Select Φ12/30cm with As = $\frac{1.13 \times 100}{30}$ = 3.76 cm^2/m >As_{req} = 3.6 cm^2/m.

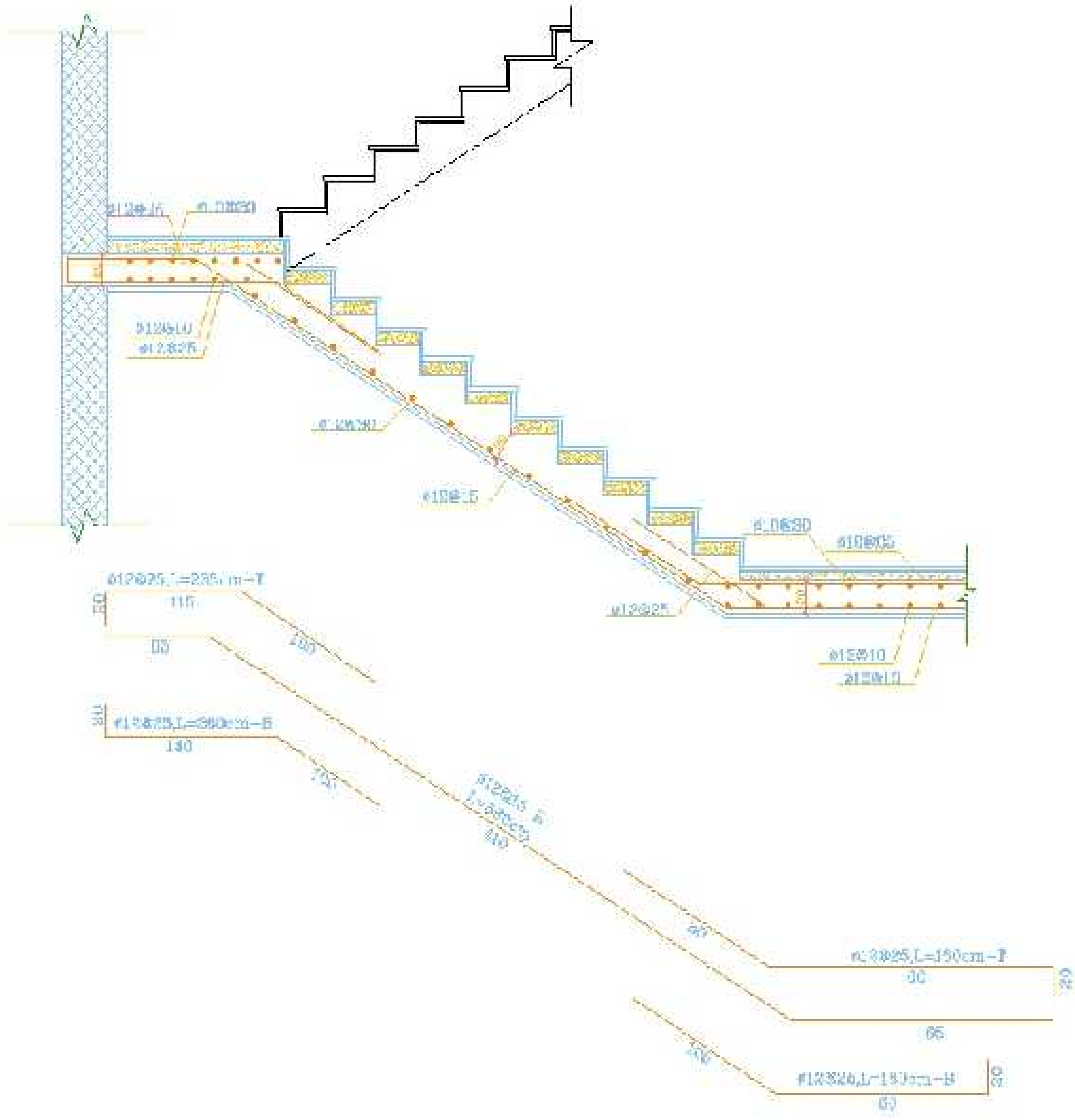


Figure (4-29) Reinforcement of Stair 1.

4.15.5 Design of Landing

Design as one way solid slab.

4.15.5.1 Load Calculations

- Dead load of Tiles = $0.04 \times 23 = 0.92$ kN/m².
- Dead load of mortar = $0.03 \times 22 = 0.66$ kN/m².
- Dead load of slab = $0.2 \times 25 = 5$ kN/m².
- Dead load of plaster = $0.03 \times 22 = 0.66$ kN/m².
- Total dead load = 7.27 kN/m².
- Live load on the landing = 5 kN/m².
- Reaction *(factored)* of the stair on the landing = 35.1 kN/m.

- ✓ **Factored Total load/m.**

= Factored (D.L) + Factored (L.L) + Reaction of the stair

$= (1.2 \times 7.24) + (1.6 \times 5) + 35.1$

$= 51.79$ kN/m.

4.15.5.2 Design of Shear

$$Vu = \frac{qu \times L}{2}$$

$$Vu = \frac{51.79 \times 2.9}{2} = 75.1kN.$$

$$\Phi Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times bw \times d.$$

$$\Phi.Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{25.5} \times 1000 \times 170.$$

$$\Phi.Vc = 107.31kN.$$

$$\Phi.Vc = 107.31kN > Vu = 75.1kN.$$

$\Rightarrow$ No shear reinforcement is required.

4.15.6 Design of Main Reinforcement

By using -Atir -software the Envelope Moment is :

Mu = +54.4 kN.m .

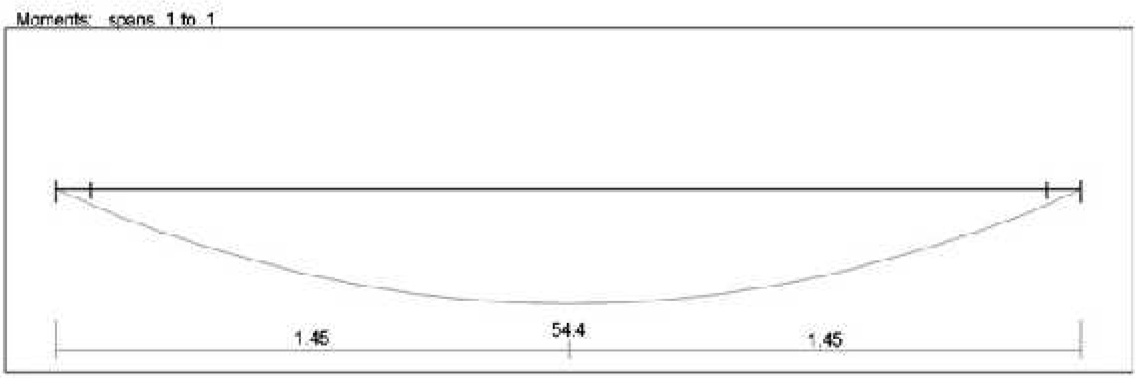


Figure (4-30) Moment diagram of Landing .

$$Mn_{req} = \frac{Mu}{0.9}$$

$$= \frac{54.4}{0.9} = 60.44 \text{ kN.m.}$$

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

$$R_n = \frac{60.44 \times 10^6}{1000 \times 170^2} = 2.09 \text{Mpa.}$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 25.5} = 19.38$$

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

$$\circ_{req} = \frac{1}{19.38}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.09 \times 19.38}{420}}\right) = 5.24 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = \circ_{req} \times b \times d$$

$$As_{req} = (5.24 \times 10^{-3}) \times 100 \times 17$$

$$As_{req} = 8.9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy}$$

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{25.5} \times 1000 \times 170}{420} = 5.11 \text{cm}^2.$$

Not less than:

$$\frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 1000 \times 170}{420} = 5.67 cm^2$$

$$As_{req} = 8.9 \ cm^2 > As_{min} = 5.67 cm^2$$

Select Φ12 with As = 1.13cm^2

$S_{req} = \frac{1.13}{8.9} \times 100 = 12.7$ cm.

Select S = 10 cm < S_{req}.

S = 10cm < S_{req} = 12.7 cm.

S = 10cm < 3×h = 60 cm.

S = 10cm < 45 cm.

Select Φ12/10 cm with As = 11.3cm^2 > 8.9 cm^2.

Check of yielding:

T = C

$$T = As \times fy = 1130 \times 420 = 474.6\ kN\ .$$

$$C = 0.85 \times fc' \times b_E \times a$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times fc' \times b_E} = \frac{474.6 \times 10^3}{0.85 \times 25.5 \times 1000} = 21.9\ mm$$

$\beta_1 = 0.85$

$$X = \frac{a}{\beta_1} = \frac{21.9}{0.85} = 25.76 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{d-x}{x} \times (0.003) = \frac{170-25.76}{25.76} \times 0.003 = 0.0168$$

$\Rightarrow 0.0168 > 0.005 \quad \therefore$ OK.

4.15.6.1 Design of Secondary Reinforcement

As_{req} = As for Shrinkage and temperature:

$As_{req} = 0.0018 \times b \times h$

$As_{req} = 0.0018 \times 100 \times 20$.

$As_{req} = 3.6$ cm^2.

Not less than:

$0.2\times As_{main}$

$= 0.2\times11.3=2.26\ cm^2/m.$

Select Φ12 with As = 1.13 cm^2.

$S_{req} = \frac{1.13}{3.60}\times100 = 31.4$ cm.

Select S = 25 cm.

S = 25 cm < S_{req} = 31.4 cm.

S = 25 cm < 3×h = 60 cm.

S = 25 cm < 45 cm.

Select Φ12/25cm with As = 4.52cm^2 > As_{req} = 3.6 cm^2.

4.15.6.2 Design of Top Reinforcement

$As \geq \frac{1}{3}\times As_{main}$

$As = \frac{1}{3}\times11.3 = 3.77\ cm^2.$

Select Φ10/20cm with As = 3.93cm^2 > As_{req} = 3.77 cm^2.

$L \geq 0.15\times L$

$L \geq 0.15\times2.9 = 0.44$ m.

L = 0.44 + 0.1= 0.54 m

Select L = 60cm.

The Design of Both Landings Is The Same.

4.16 Design of Two Way Solid Slab

4.16.1 Load Calculations

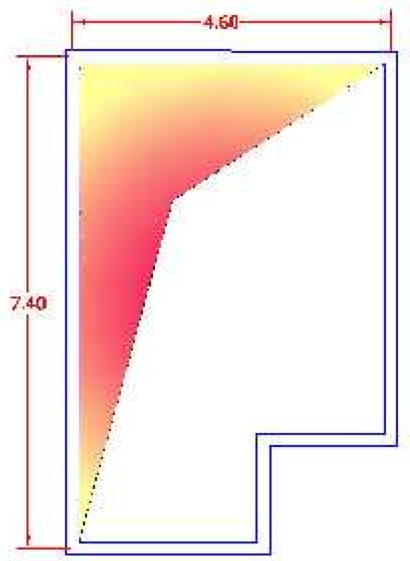


Figure (4-31) Two Way Solid Slab .

- Dead load of slab = 0.15×25 = 3.75 kN/m².

- Dead load of plastering = 0.03×22 = 0.66 kN/m²

-Total dead load = 4.41 kN/m².

-Live load on the landing = 2 kN/m².

$Lx = 4.6m$

$Ly = 7.30m$

$\frac{Ly}{Lx} = \frac{7.40}{4.6} = 1.61 < 2.$

$\therefore$ Two way solid slab.

h_{min} = 125 mm.

Select h = 150 mm > h_{min} = 125 mm.

$Kfx = 12.7$

$Kfy = 36.1$

$KAx = KAy = 1.87$

For 1m strip:

qu = 1.2×D+1.6×L

qu = 1.2×4.41+1.6×2 = 8.49 kN/m

$$Mux = \frac{qu \times Lx^2}{kfx} = \frac{8.49 \times 4.6^2}{12.7} = 14.10 \text{ kN.m/m}$$

$$Muy = \frac{qu \times Lx^2}{kfy} = \frac{8.49 \times 4.6^2}{36.1} = 4.98 \text{ kN.m/m}$$

$$Ay = Ax = \frac{qu \times Lx}{kAx} = \frac{8.49 \times 4.6}{1.87} = 20.88 \text{ kN/m}$$

Mux = 14.10 kN.m/m

Muy = 4.98 kN.m/m

Increasing of field moments:

$mfx = 1.2$

$mfy = 1.2$

Mux = 14.10×1.2 = 16.92 kN.m/m

Muy = 4.98×1.2 = 5.97 kN.m/m

4.16.2 Design of Shear Reinforcement

$Vu = 20.88kN$.

$$\Phi Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times bw \times d .$$

$$\Phi Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{25.5} \times 1000 \times 120.$$

$\Phi Vc = 75.75kN$.

$\Phi Vc = 75.75kN > Vu = 20.88kN$.

∴ No shear reinforcement is required.

4.16.3 Design of Reinforcement In x-Direction

$$Mnx = \frac{Mux}{0.9}$$

$$= \frac{16.92}{0.9}$$

$$= 18.8 \text{ kN.m/m}$$

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

$$Rn = \frac{18.8\times10^6}{1000\times120^2} = 1.3\text{Mpa.}$$

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

$$m = \frac{420}{0.85\times25.5} = 19.38$$

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

$$\circ_{req} = \frac{1}{19.38}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times1.3\times19.38}{420}}\right) = 3.19\times10^{-3}$$

$$As_{req} = \circ_{req}\times b\times d$$

$$As_{req} = (3.19\times10^{-3})\times100\times12$$

$$As_{req} = 3.83\text{cm}^2/\text{m.}$$

Check for min. Reinforcement

$$As_{\min} = \frac{0.25\times\sqrt{fc'}\times bw\times d}{fy}$$

$$As_{\min} = \frac{0.25\times\sqrt{25.5}\times1000\times120}{420} = 3.66\text{cm}^2/\text{m.}$$

Not less than:

$$\frac{1.4\times bw\times d}{fy} = \frac{1.4\times1000\times120}{420} = 4\ cm^2/m.$$

$1.3 \times As_{req} = 1.3 \times 3.83 = 4.97\ cm^2/m.$

$\therefore As_{req} = As_{min} = 4\ cm^2 / m.$

As_{req} Shall not be less than As_{min} for shrinkage and temperature:

$As_{min} = 0.0018 \times b \times h$

$As_{min} = 0.0018 \times 100 \times 15$

$As_{min} = 2.7\ cm^2/m.$

$\therefore$ Select $\Phi 12$ with $As = 1.13\ cm^2$.

$$S_{req} = \frac{1.13}{4} \times 100 = 28.25\ cm.$$

Select $S = 25\ cm < S_{req}$.

$S = 25cm < S_{req} = 28.25\ cm.$

$S = 25cm < 3 \times h = 45\ cm.$

$S = 25cm < 45\ cm.$

Select $\Phi 12/25$ cm with $As = 4.52 cm^2/m > 4\ cm^2/m$.

4.16.4 Design of Reinforcement In y-Direction

$$Mny = \frac{Muy}{0.9}$$

$$= \frac{5.97}{0.9}$$

$$= 6.63\ kN.m/m$$

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

$$Rn = \frac{6.63 \times 10^6}{1000 \times 110^2} = 0.55\ Mpa.$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 25.5} = 19.38$$

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

$$\circ_{req} = \frac{1}{19.38}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.55 \times 19.38}{420}}\right) = 1.33 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = \circ_{req} \times b \times d$$

$As_{req} = (1.33\times10^{-3})\times100\times11$

$As_{req} = 1.46\ cm^2/m.$

$Asy \geq 0.2\times As_x$

$Asy = 1.46\ cm^2/\ m > 0.2\times4.52 = 0.9\ cm^2/\ m.$

$$As_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy}$$

$$As_{\min} = \frac{0.25\times\sqrt{25.5}\times100\times11}{420} = 3.31cm^2/m.$$

Not less than:

$$\frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 100 \times 11}{420} = 3.67cm^2/m. \Rightarrow Controls$$

$1.3\times As_{req} = 1.3\times1.46 = 1.9\ cm^2/m < As_{min} = 3.67cm^2/m.$

$\therefore$ Select $As_{req} = 1.9\ cm^2/m.$

As_{req} Shall not less than As_{min} for shrinkage and temperature:

$As_{min} = 0.0018\times b\times h$

$As_{min} = 0.0018\times100\times15$

$As_{min} = 2.7\ cm^2/m.$

$\Rightarrow As_{req} = 2.7cm^2 > As_{Selected} = 1.9\ cm^2/m.$

$S_{req} = \frac{1.13}{2.7} \times 100 = 41.85$ cm.

Select S = 40 cm < S_{req} = 41.85 cm.

S = 40cm < 3×h = 45 cm.

S = 40cm < 45 cm.

Select Φ12/40 cm with As = $\frac{1.33 \times 100}{40}$ = 2.83cm^2/m > 2.7 cm^2/ m.

4.16.5 Design of Top Reinforcement

Reinforcement for shrinkage and temperature:

Select Φ8/15 cm in the two way

As = $\frac{0.50 \times 100}{15}$ = 3.33 cm^2/m > 2.7 cm^2/m.

4.17 Design of Basement wall

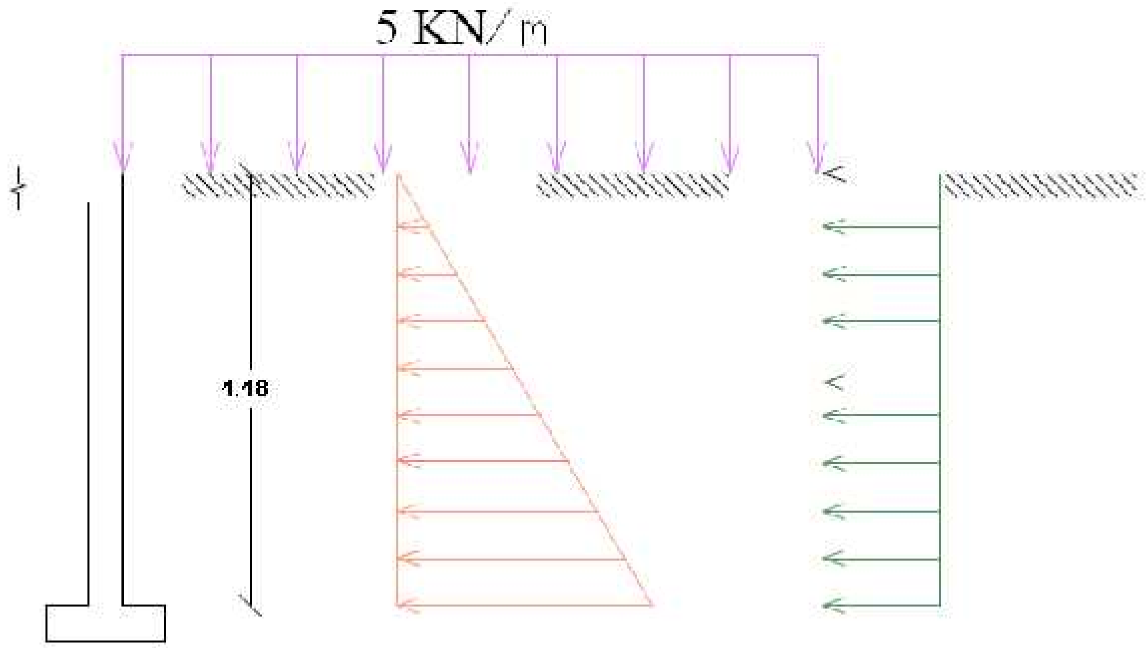


Figure (4-32) Geometry Of Basement Wall .

4.17.1 Load Calculation

$Assume:$

$¥_{soil} = 18kN/m$

$¤ = 30^{\circ}$

$\Rightarrow k_{\bullet} = 0.5$

$e_{\bullet} = k_{\bullet}.¥.H$

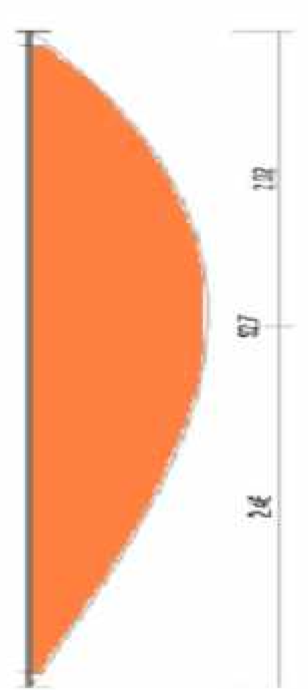
$e_{\bullet} = 0.5 \times 18 \times 4.48 = 40.32kN/m^{2}$

$e_{\bullet p} = k_{\bullet}.P$

$e_{\bullet p} = 5 \times 0.5 = 2.5kN/m^{2}$

For 1m strip of the basement wall

$$e_{\bullet} = 40.32 \times (1) = 40.32 kN\ / m$$
$$e_{\bullet p} = 2.5 \times (1) = 2.5 kN\ / m$$



4.17.2 Internal Forces and Moments:

$$e_{\bullet u} = 1.6 \times 40.32 = 64.51 kN\ / m$$
$$e_{\bullet pu} = 1.6 \times 2.5 = 4 kN\ / m$$

By using software analysis:
Mu=92.7kN.m

4.17.3 Determination of Wall Thickness:

h_{req} = L/ 20.

h_{req} = 448 / 20 = 0.224 m = 22.4 cm.

Figure (4-33) Moment Diagram Of Basement Wall .

$$fy \neq 400\ MPa$$

$$\Rightarrow\ h_{req} = \text{Modification factor} \times h_{Selected}$$

$$Modification\ factor = \text{M} = (\ 0.4 + \frac{fy}{700})$$

$$\Rightarrow\ \text{M} = (\ 0.4 + \frac{420}{700}) = 1.00$$
$$\Rightarrow\Rightarrow\ h_{req} = 1 \times\ 22.4 = 22.4\ \text{cm.}$$

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

4.17.4 Design of Shear

The wall thickness also must be determined so that no shear reinforcement is required:

$$Vu = Vu_{max} = 105.3 kN$$

$$\Phi Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times bw \times d.$$

$$\Phi Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{25.5} \times 1000 \times d_{req}.$$

$$631.2 \times \mathrm{d} = 105.3 \times 10^3$$

$$\Rightarrow \mathrm{d} = 166.82\ mm = 17\ \mathrm{cm}$$

$$\Rightarrow \mathrm{h_{req}} = \mathrm{d} + \mathrm{cover} + \frac{\Phi}{2}$$

$$\Rightarrow\Rightarrow\ \mathrm{h_{req}} = 17 + 5 + 1 = 23\ \mathrm{cm} \leq \mathrm{h_{Selected}} = 25\ \mathrm{cm}.$$

$\therefore$ Select h = 30 cm.

No shear reinforcement is required.

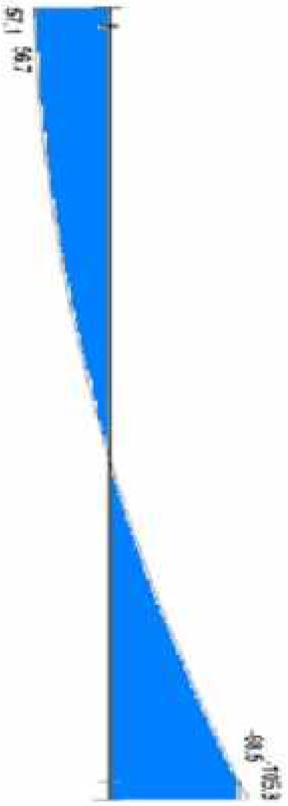


Figure (4-34) Shear Diagram Of Basement Wall .

4.17.5 Design of Bending Moment

$$\mathrm{Mn}_{req} = \frac{\mathrm{Mu}}{0.9} = \frac{92.7}{0.9} = 103\ \mathrm{kN.m.}$$

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

$$\mathrm{Rn} = \frac{103 \times 10^6}{1000 \times 240^2} = 1.788 \mathrm{Mpa.}$$

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

$$\mathrm{m} = \frac{420}{0.85 \times 25.5} = 19.38$$

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

$$\rho_{req} = \frac{1}{19.38}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 1.788\times 19.38}{420}}\right) = 4.45\times 10^{-3}$$

$$As_{req} = \rho_{req}\times b\times d$$

$$As_{req} = 4.45\times 10^{-3}\times 1000\times 240$$

$$As_{req} = 10.68\ cm^2/m$$

$$As_{min} = \frac{0.25\times\sqrt{fc'}\times bw\times d}{fy}$$

$$As_{min} = \frac{0.25\times\sqrt{25.5}\times 1000\times 240}{420} = 7.21cm^2/m$$

Not less than:

$$\frac{1.4\times bw\times d}{fy} = \frac{1.4\times 1000\times 240}{420} = 8.0cm^2/m$$

As_{min} for Shrinkage and temperature:

$$As_{min} = 0.0018\times b\times h$$

$$As_{min} = 0.0018\times 100\times 30$$

$$As_{min} = 5.4cm^2/m$$

$As_{req} = 10.68cm^2/m > As_{min} = 5.4cm^2/m$

$As_{req} = 10.68cm^2/m$

Select $\Phi 20$ with As = $3.14cm^2$

$S_{req} = \frac{3.14}{10.68}\times 100 = 29.4cm$

Select S = 25cm.

S = 25 cm < S_{req} = 29.4 cm

S = 25 cm < 3×h = 90 cm

S = 25 cm < 45 cm.

Select $\Phi 20$@25cm with As = $12.56cm^2/m > 10.68cm^2/m$

Check of yielding

$T = C$

$T = As \times fy = 1256 \times 420 = 527.5kN$

$C = 0.85 \times fc' \times b \times a$

$$a = \frac{C}{0.85 \times fc' \times b} = \frac{527.5 \times 10^3}{0.85 \times 25.5 \times 1000} = 24.34\ mm$$

$\beta_1 = 0.85$

$$X = \frac{a}{\beta_1} = \frac{24.34}{0.85} = 28.6\text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{d-x}{x} \times (0.003)$$

$$\varepsilon_s = \frac{24-2.86}{2.86} \times 0.003 = 0.022$$

$\Rightarrow 0.022 > 0.005 \quad \therefore$ OK.

4.17.6 Design of Secondary Reinforcement

$As_{req} \geq As_{min}$ for Shrinkage and temperature:

$As_{min} = 0.0018 \times b \times h$

$As_{min} = 0.0018 \times 100 \times 30$

$As_{min} = 5.4\text{cm}^2 / m \ldots control$

Also,

$$As_{req} \geq \frac{1}{5} As_{main} = \frac{1}{5} \times 1256 = 2.5\text{cm}^2 / m$$

Select Φ10 with As = 0.785 cm^2

$$S_{req} = \frac{0.785}{5.4} \times 100 = 14.5\text{cm}$$

Select Φ10/10cm with As = 7.85 $cm^2/m > As_{req} = 5.4\ cm^2 / m$

4.17.7 Design of Reinforcement of Outer Face of the Basement Wall

As_{req} = $\mathrm{As}_{\min}$ for Shrinkage and temperature:

$\mathrm{As}_{\min} = 0.0018\times b\times h$

$\mathrm{As}_{\min} = 0.0018\times 100\times 30$

$\mathrm{As}_{\min} = 5.4\mathrm{cm}^2 / m$.

Select Φ10/10cm in the two ways. with As = 7.85 cm^2/m>$\mathrm{As}_{\mathrm{req}}$ = 5.4 cm^2 / m

4.18 Design of Shear Wall (11)

4.18.1 Calculation of Loads

W_{Floor} = Total dead loads of the floor.

- $W_{Basement\ Floor}$ = Weight of slab+ Weight of stairs + 0.5(Weight of upper columns & walls + Weight of lower columns & walls) = 11113.55 kN.

- $W_{Ground\ Floor}$ = Weight of slab + Weight of stairs + 0.5(Weight of upper columns & walls + Weight of lower columns & walls) = 14313.19 kN.

- $W_{First\ Floor}$ = Weight of slab + Weight of stairs + 0.5(Weight of upper columns & walls + Weight of lower columns & walls) = 13041.66 kN.

- $W_{Second\ Floor}$ = Weight of slab+ Weight of stairs + 0.5(Weight of upper columns & walls + Weight of lower columns & walls) = 13664 kN.

- $W_{Third\ Floor}$ = Weight of slab+ Weight of stairs + 0.5(Weight of upper columns & walls + Weight of lower columns & walls) = 12937.56 kN.

- $W_{\text{Fourth Floor}}$ = Weight of slab+ Weight of stairs + 0.5(Weight of upper columns & walls + Weight of lower columns & walls) = 12894.77 kN.
- $W_{\text{Fifth Floor}}$ = Weight of slab + Weight of stairs + 0.5(Weight of upper columns & walls + Weight of lower columns & walls) = 13349.08 kN.
- $W_{\text{Sixth Floor}}$ = Weight of slab + Weight of parapet + 0.5(Weight of upper walls + Weight of lower columns & walls + Weight of stairs = 13103.31kN.
- $W_{\text{Roof Floor}}$ = Weight of slab + 0.5×Weight of lower columns & walls = 458.8kN.

4.18.2 Calculation of Shear Force on "Shear Walls"

$W_{\text{Total}} = W_{\text{Basement Floor}} + W_{\text{Ground Floor}} + W_{\text{First Floor}} + W_{\text{Second Floor}} + W_{\text{Third Floor}} +$

$W_{\text{Fourth Floor}} + W_{\text{Fifth Floor}} + W_{\text{Sixth Floor}} + W_{\text{Roof Floor}}$

= 11113.55 + 14313.19 + 13041.66 + 13664 + 12937.56 +

12894.77 + 13349.08 + 13103.31 + 458.8 = 104875.92 kN.

According to the UBC, the total design base shear in a given direction, $V = 0.07 \times W_{Total}$.

$V = 0.07 \times 104875.92 = 7341.31$ KN.

$Ft = 0.07 \times T \times V$ ….. (UBC1997-Eq. 30-14)

$Ft = 0.07 \times 0.61 \times 7341.31 = 313.4$ kN.

$$Fx = \frac{(V - Ft)\, W_x \times h_x}{\sum_{i=1}^{n} W_i h_i}$$ …. (UBC1997, Eq. 30-15).

Table (4-1) FX Calculations.

Floor	W (kN)	V (kN)	H (m)	Ft (kN)	V-Ft (kN)	W×h	Fx	FX
Roof	458.8	7341.31	33.56	313.47	7027.84	15397.33	55.2	368.67
Sixth	13103.31	7341.31	30.44	313.47	7027.84	398864.76	1429.85	1798.52
Fifth	13349.08	7341.31	27.06	313.47	7027.84	361226.1	1294.92	3093.44
Forth	12894.77	7341.31	23.68	313.47	7027.84	305348.15	1094.61	4188.05
Third	12937.56	7341.31	20.3	313.47	7027.84	26232.47	941.48	5129.53
Second	13664	7341.31	16.92	313.47	7027.84	231194.88	828.78	5958.31
First	13041.33	7341.31	13.54	313.47	7027.84	176584.08	633.02	6591.33
Ground	14313.19	7341.31	10.16	313.47	7027.84	145422.01	521.31	7112.64
Basement	11113.55	7341.31	5.74	313.47	7027.84	63791.78	228.68	7341.32
Σ	104875.92					1960461.6		

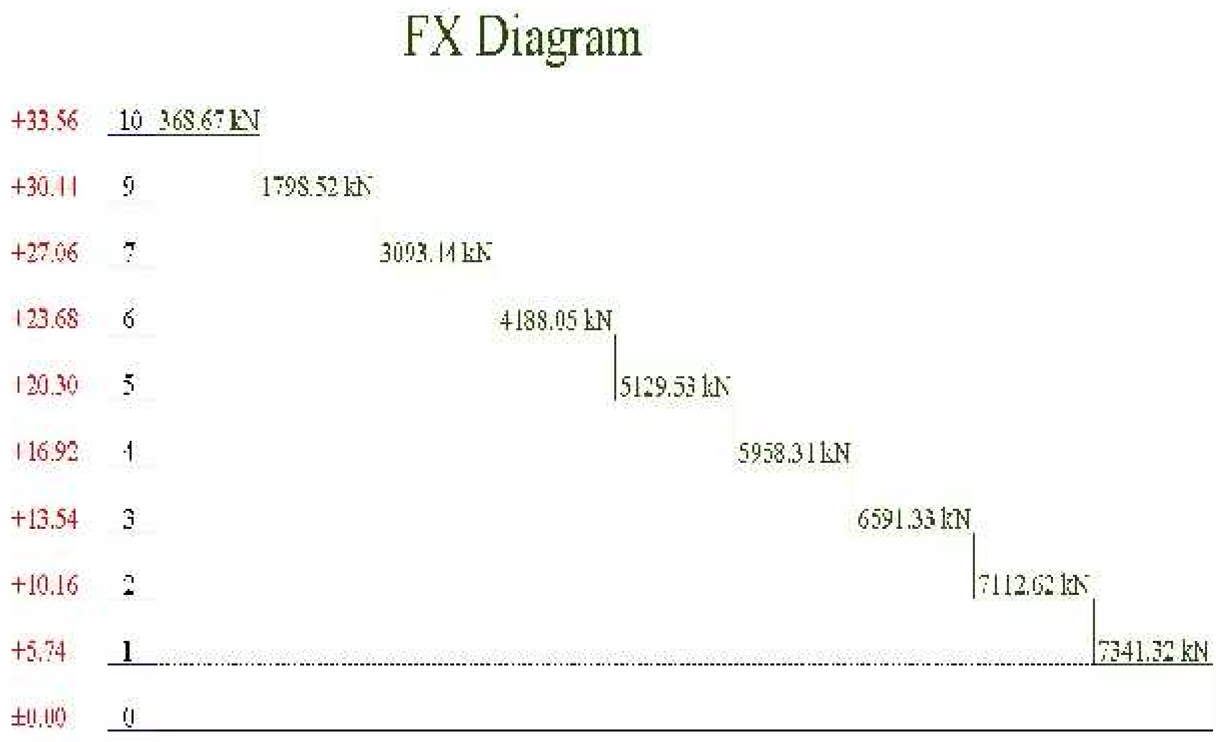


Figure (4-35) FX Diagram .

By using Staad Pro.2004 software to Analyze the shear walls, the results of Shear Wall (11) was as follow:

"By applying 100 kN force at the centroide of the building slab"

Plate No.	Plate Dim.	SXY (KN/m^2)	FXY (KN)
1	1.2×0.2	16.4	3.94
2	1.2×0.2	12.42	2.98
3	1.2×0.2	11.57	2.78
4	1.2×0.2	11.29	2.71

$FXY_i = SXY_i \times SXY_i$

$FXY_1 = 1.2 \times 0.2 \times 16.4 = 3.94$

$FXY_2 = 1.2 \times 0.2 \times 12.42 = 2.98$

$FXY_3 = 1.2 \times 0.2 \times 11.57 = 2.78$

$FXY_4 = 1.2 \times 0.2 \times 11.29 = 2.71$

$$\sum_{i=1}^{n} FXY_i = 3.94 + 2.98 + 2.78 + 2.71 = 12.41\, kN .$$

% FXY=12.41/100 = 0.12

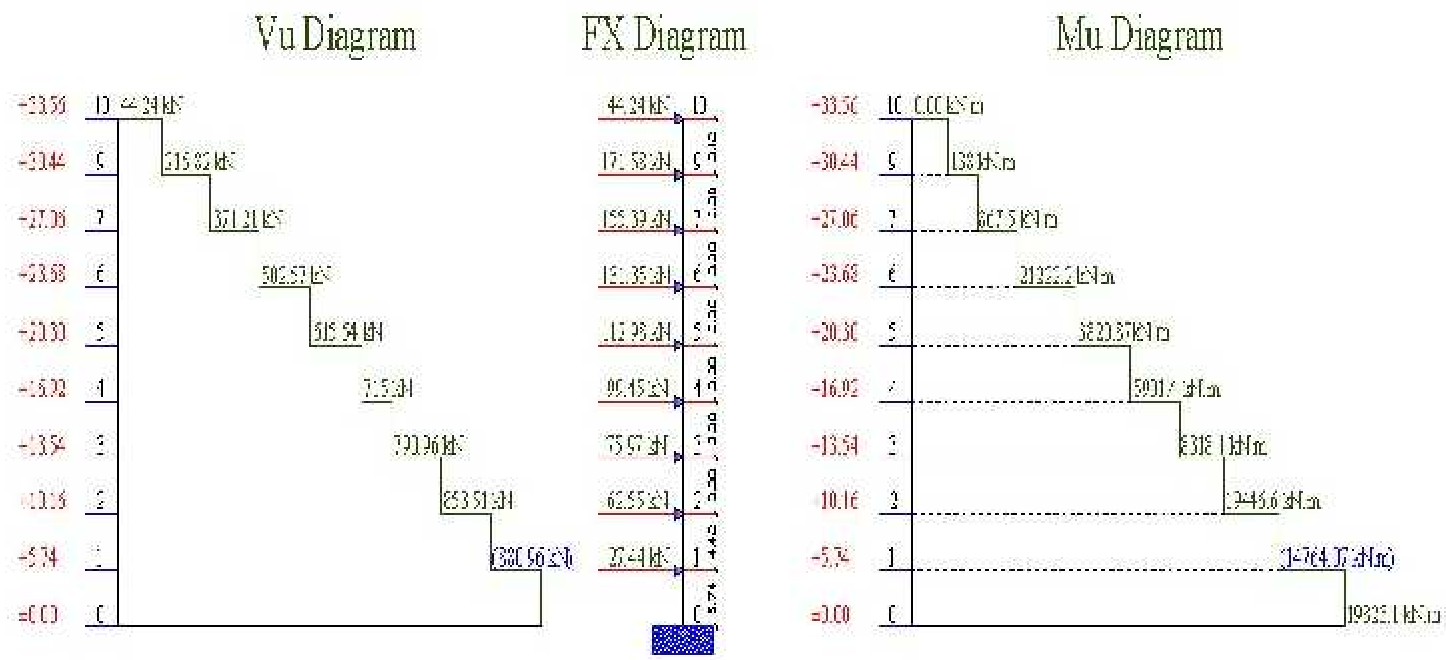


Figure (4-36) FX,Vu,Mu, Diagrams .

4.18.3 Design of Shear Wall

$fc' = 2.5.5 MPa$

fy =420 MPa.

h = 20 cm. Shear wall thickness.

Lw = 4.8 m. shear wall length.

hw = 33.56 m. Building height.

4.18.4 Design of Horizontal Reinforcement

Vu =880.96 kN.

$$Vn = \frac{Vu}{\Phi} = \frac{880.96}{0.75} = 1174.61 kN \ .$$

$$d = 0.8 \times Lw = 0.8 \times 4.8 = 3.84 m$$

$$Vc_1 = \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times h \times d$$

$$Vc_1 = \frac{1}{6} \times \sqrt{25.5} \times 200 \times 3840 = 646.37 kN$$

$$Vs = Vn - Vc_1$$

$$Vs = 1174.61 - 646.37 = 528.24 kN$$

$$\frac{Avh}{S_2} = \frac{Vs}{fy.d} = \frac{528.24\times10^3}{420\times3840} = 0.33m$$

$$\frac{\text{Avh}}{\text{S}_2} = 0.0025\times\text{h} = 0.0025\times200 = 0.5\text{mm}$$

$$\text{S}_2 = \frac{\text{Lw}}{5} = \frac{4800}{5} = 960\text{mm}$$

$\text{S}_2 = 3\times\text{h} = 3\times200 = 600\text{mm}$

Select 2Φ12 with As = 2.26cm^2

$$\frac{\text{Avh}}{\text{S}_2} = 0.5\text{mm} > 0.33\text{mm}$$

$$\frac{226}{\text{S}_2} = 0.5 \Rightarrow \text{S}_2 = 452\text{mm.}$$

Select S_2 = 40cm < S_{req} = 45.2cm

$\text{S}_{2\ \text{Selected}}$ = 40cm < S_2 = 60cm < S_2 = 96cm

∴ Use 2Φ12@40cm (C/C) in two layers.

4.18.5 Design of Vertical Reinforcement

$$Avn = \left[0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{hw}{Lw})(\frac{Avh}{\text{S}_2\times h} - 0.0025\right]\times \text{S}_1\times h$$

$$\frac{hw}{Lw} = \frac{33.56}{4.8} = 6.99 > 2.5$$

$$\Rightarrow Avn = 0.0025\times\text{S}_1\times h$$

$$\text{S}_1 = \frac{1}{3}\times Lw = \frac{1}{3}\times4800 = 1600mm$$

$\text{S}_1 = 3\times\text{h} = 3\times200 = 600\text{mm}$

Select 2Φ12 with As = 2.26cm^2

$226 = 0.0025\times\text{S}_1\times200 \Rightarrow \text{S}_1 = 452mm$

Select $\text{S}_1 = 40cm < \text{S}_{1\text{req}} = 45.2cm$

$\text{S}_{1\text{selected}}$ = 40cm < S_1 = 60cm < S_1 = 160cm

Select 2Φ12@40cm in two layers.

4.18.6 Design of Moment

$Mu = 14764.07 kN.m$

$C \geq \frac{Lw}{4.5}$ .... $ACI, Eq.(21-8).$

$C \geq \frac{4.8}{4.5} = 1.067m$

Cw = C- 0.1$\times$Lw

Cw = 1.067 - 0.1(4.8) = 0.587 m

Cw = $\frac{C}{2} = \frac{0.587}{2} = 0.293m$

Select Cw = 0.60m > 0.293m

Asv = $\frac{Lw}{S_1}$ $\times$ Asv

Asv = $\frac{4.8}{0.4} \times 2.26 = 27.12cm^2$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{\frac{2+0.85\times B_1 \times fc' \times Lw \times h}{As \times fy}} = 0.06$$

$Mu = 0.9 \times 0.5 \times As \times fy \times Lw \times (1 - \frac{Z}{Lw})$

$Mu = 0.9 \times 0.5 \times 2712 \times 420 \times 4800 \times (1-0.06) = 2312.7kN.m$

$Mu_{Design} = 14764.07 - 2312.7 = 12451.37kN.m$

$$Ast = \frac{Mu/\Phi}{fy \times (Lw - Cw)} = \frac{12451.37 \times 10^6/0.9}{420 \times (4800-600)} = 7842.89mm^2$$

Ast_{max} = 8%$\times$b$\times$Cw

Ast_{max} = 8%$\times$20$\times$60 = 96 cm^2 $> Ast = 78.43$cm^2

As (1Φ25) = $\frac{®}{4} \times 2.5^2$ = 4.91cm^2

Select 16Φ25 with As = 16$\times$4.91=78.56cm^2 $> Ast = 78.43$cm^2

& As = 16$\times$4.91=78.56cm^2 $< Ast_{max}$ = 96 cm^2.

الفصل الرابع: التحليل الانشائي

الفصل الخامس: النتائج والتوصيات

١.٥ النتائج

٢.٥ التوصيات

١.٥ النتائج:

١. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادرا على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.

٢. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.

٣. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.

٤. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي ٤.٥ كغم/سم^{٢} .

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

٦. أما بالنسبة لبرامج الحاسوب المستخدمة، فقد تم استخدام برنامج **(Atir)** في التصميم الانشائي للعناصر الانشائية، ومقارنة التسليح بتسليح كافة العناصر بعد أن تم حساب تسليحها يدويا وقد كانت النتائج متطابقة في كلتا الحالتين.

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

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

2.5 التوصيات:

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

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

3.1 Introduction

A building can generally be broken down into the following physical systems:

- STRUCTURAL SYSTEM
- EXTERIOR SYSTEM
- INTERIOR SUBDIVISIONS OF SPACE

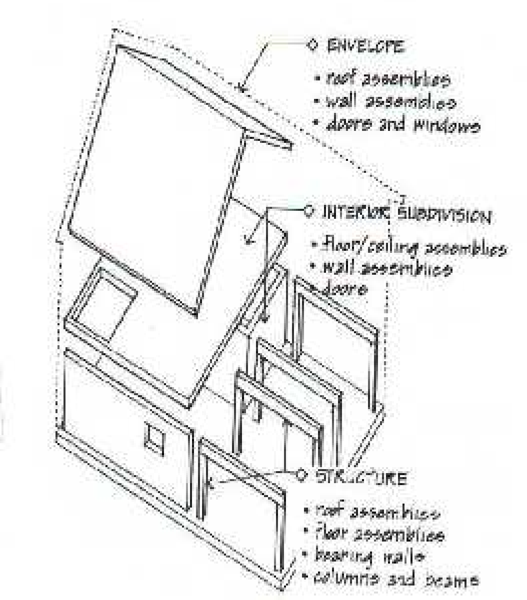


Figure (3-1) Building physical systems.

Each of these, in turn, can be seen to be made up of linear and planar assemblies.

- Planar Assemblies
  - Horizontal or sloping roof planes
  - Horizontal floor planes
  - Vertical wall planes
- Linear Assemblies
  - Horizontal beams
  - Vertical columns

These elements and assemblies can act together in a number of ways, depending on the nature of the materials used, the method for transferring and resolving the forces acting on a building, and the desired physical form.

3.2 Analysis and Design of Structures

3.2.1 Structural Analysis

In the structural analysis of buildings, we are concerned with the magnitude, direction, and point of application of forces. And their resolution to produce a state of equilibrium. Three conditions are necessary for a structural system to be on equilibrium:

1. The sum (∑) of all horizontal forces = 0
2. The sum (∑) of all vertical forces = 0
3. The sum (∑) of all moments of all forces about any point = 0

Therefore, as each structural element is loaded, its supporting elements must react with equal but opposite forces.

3.2.2 Structural Design

The Structural design is the determination of the general shape and all specific dimensions of a particular structure. So that, it will perform the function for which it is created, and will safely withstand the influences which will act on it throughout its useful life.

Three codes are adopted in this project such that:

1- THE JORDANIAN CODE (1990), to estimate the loads act on the structure except seismic loads.
2-THE UNIFORM BUILDING CODE (UBC 1997), to estimate the seismic loads act on the structure.
3- BUILDING CODE REQUIRMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE AND COMMENTARY (ACI318M-05), for the elements structural design.

3.3 Objectives of Structural Design

The basic aim of structural design is to produce a safe and economical structure that will serve its intended purposes. In addition to the safety and the economical, intended purposes of limitations must be provided. There are code limitations that had been developed by scientific and academic institutions based on experiments and case studies.

3.4 Materials

3.4.1 Definitions

3.4.1.1 Concrete

Concrete is a mixture of sand, gravel, crushed rock, or other aggregates held together in a rocklike mass with a paste of cement and water. Sometimes one or more admixtures are added to change certain characteristics of the concrete such as its workability, durability, and time of hardening.

Concrete is a widely used in construction. Concrete structures are relatively low in cost and inherently fire resistant.

3.4.1.2 Reinforced Concrete

Reinforced concrete is a combination of concrete and steel wherein the steel reinforcement provides the tensile strength lacking in the concrete. Steel reinforcement is also capable of resisting compression forces and shear forces.

3.4.1.3 Steel

Steel is used for light and heavy structural framing as well as a wide range of building products such as windows, doors and fastenings.

As a structural material, steel combines high strength, stiffness and elasticity.

3.4.2 Properties of Concrete

3.4.2.1 Compressive Strength ($f\acute{c}$)

The compressive strength of concrete is the peak point of stress on the stress-strain diagram. It is determined by testing to failure 28-day-old 6-in. by 12-in. concrete cylinder at a specified rate of loading.

3.4.2.2 Modulus of Elasticity (Ec)

Concrete has no clear-cut modulus of elasticity. It's value varies with different concrete strength, concrete age, type of loading, and the characteristics of the cement and aggregate. It can be estimated from the ACI empirical formula.

$$Ec_i = 4700\sqrt{fc'} \text{ ....}(ACI,\ Sec.8.5.1)$$

3.4.2.3 Poisson's Ratio (ν)

As a concrete cylinder is subjected to compressive loads, it not only shortens in length but also expands laterally. The ratio of this lateral expansion to the longitudinal shortening is referred to as *Poisson's ratio.* And it equals to 0.17

3.4.2.4 Shrinkage

Shrinkage is the deformation due to moisture movement caused by absorption and evaporation of water.

3.4.2.5 Creep

Under sustained compressive loads concrete will continue to deform for a long period of time. This additional deformation is called *creep, or plastic flow*.

3.4.2.6 Tensile Strength ($f$ct)

Tensile strength of concrete is low. According to the ACI Code, its value is $f\text{ct} = 0.42\sqrt{fc'}$

3.4.2.7 Shear Strength

The tests of concrete shear strength through the years have yielded values all the way from one-third to four-fifths of the ultimate compressive strength.

3.4.3 Properties of Steel Reinforcement

- Young's modulus, *Es*.
- Yield strength, *fy*.
- Ultimate strength, *fu*.
- Steel grade.
- Geometrical properties (diameter, surface treatment).

3.4.4 Why Do We Use Reinforcement?

As a force is applied to concrete, there will be compressive, tensile and shear forces acting on the concrete. Concrete naturally resists compression (squashing) very well, but is relatively weak in tension (stretching). Horizontal and/or vertical reinforcement is used in all types of concrete structures where tensile or shear forces may crack or break the concrete. HORIZONTAL reinforcement helps in resisting tension forces. VERTICAL reinforcement helps in resisting shear forces.

Cracking and Reinforcement, Reinforcement alone WILL NOT STOP cracking, but helps control cracking. It is used to control the width of shrinkage cracks.

3.4.5 Reinforcement Position

The position of reinforcement will be shown in the plans. Reinforcement must be fixed in the right position to best resist compressive, tensile and shear forces and to control the cracking.

3.4.6 Concrete Cover

The reinforcement must be placed so there is enough concrete covering it, to protect it from rusting and to be bonded well with concrete. To ensure durability, both the concrete cover and strength should be shown in the plans.

3.4.7 Concrete Reinforcement Bond

To control the width of cracks or their location (at joints), there must be a strong bond between concrete and reinforcement. This allows the tensile forces (which concrete has a very low ability to resist) to be transferred to the reinforcement.

To achieve a strong bond:

- ✓ the reinforcement should be CLEAN (free from flakey rust, dirt or grease).
- ✓ the concrete should be PROPERLY COMPACTED around the reinforcement bars. Reinforcing bars and mesh should be located so that, there is enough spacing between the bars to place and compact the concrete.

3.5 Loads

3.5.1 Introduction

Perhaps the most important and most difficult task faced by the structural designer is the accurate estimation of the loads that may be applied on the structure during its life.

A building's structure must be able to support two types of loads, static and dynamic.

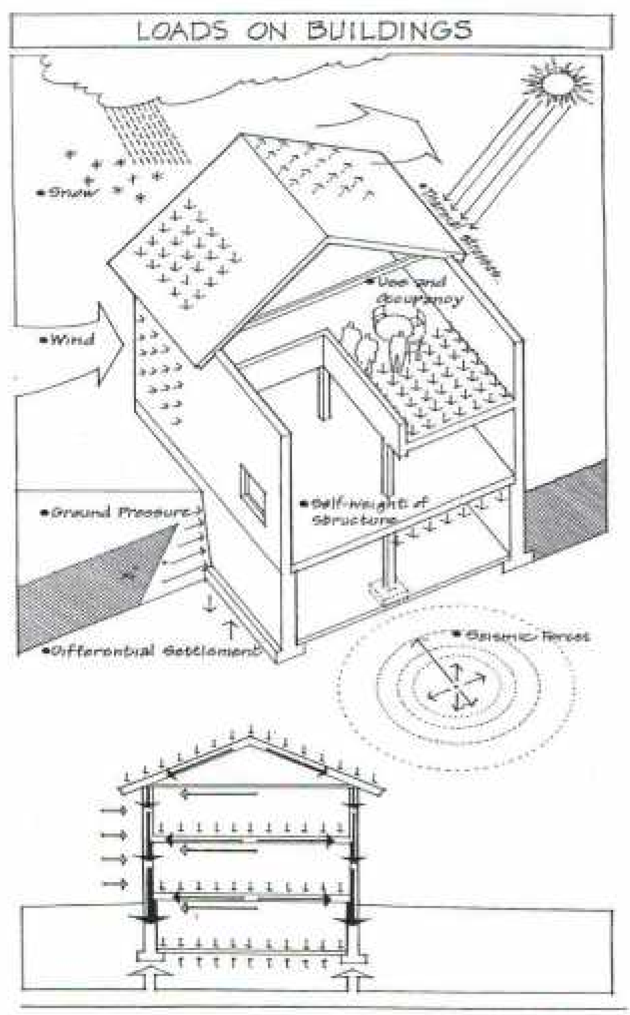


Figure (3-2) Loads On Buildings.

3.5.2 Types of Loads.

3.5.2.1 Primary loads are described as,

1- Dead loads.

Dead loads can be defined as the weight of the permanent elements of a structure. In the case of the room shown, the dead load comprises of the roof beams, floor joists and the walls. These elements are always present. Therefore, the dead load will remain constant unless any major alterations are carried out to the building.

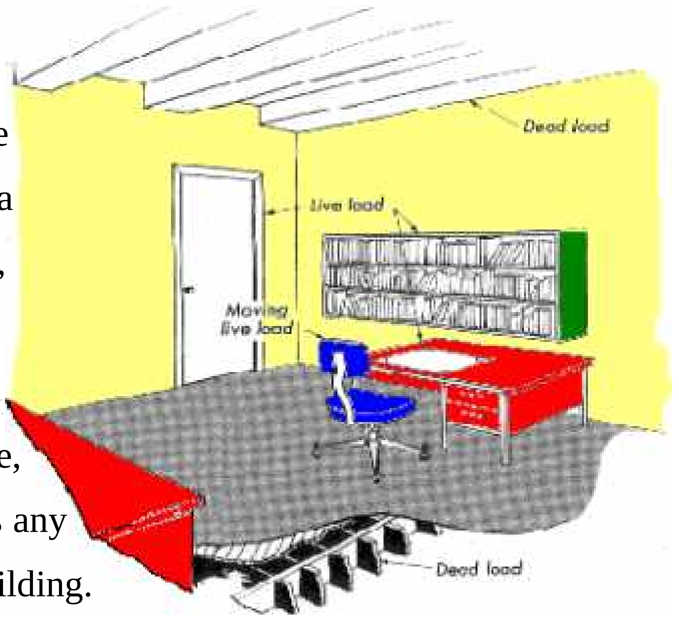


Figure (3-3) Dead and live loads

The dead load is often the most important load acting on a structure. If you consider large structures such as churches and those constructed from heavy materials, the dead load would outweigh all other loads.

The dead load can be calculated in advance, once the structure is designed and dimensions have been determined.

According to the Jordanian Code, the following table shows the densities of the materials used in the structure:

Table (3-1) materials Densities

NO.	Material	Density (kN/m^3)
1	Tiles	24.00
2	Sand	16.00
3	Reinforced Concrete	25.00
4	Polystyrene Block	0.50
5	Plaster	22.00

The Dead load of partition has taken to be 2 kN/m^2.

2- Live Loads

Live loads are classified into:

1- Static Live Loads: The variation of magnitude and location is slow along the time such as persons, furniture and stories.

2- Impact loads: The variation of magnitude and location is fast along the time such as bridges and cranes.

In general, live loads are the vertical loads due to furniture and people which act randomly and vary with time and space during the lifetime of the building. They are determined for each element of structures considering design limit states, particular use of the building, temporary concentration of people and furniture and the dynamic effects of live loads.

According to the Jordanian Code, the following table shows the values of the live loads act on the structures:

Table (3-2) Live load Values

No.	Application	Live Load (kN/m^2)
1	Bed Rooms	2.00
2	Toilets	2.00
3	Clinics	2.00
4	Offices	2.50
5	Laboratories	3.00
6	Computer Labs	3.50
7	Libraries	4.00
8	Paths	4.00
9	Stairs	4.00
10	Multi-Usage Rooms	5.00
11	Store Houses	5.00
12	**Boiler Rooms**	7.50

1- Wind Loads

Wind loads play a much important role in modern construction than they did in the past. In Victorian construction, heavy masonry was a prominent feature, which was not affected by wind loads. In modern construction, where a steel framework is used, wind loads effect the strength and stability of the building. Due to the fact that modern structures are constructed from lightweight materials, the dead weight of the building may not be sufficient to hold it firmly in position. As a result, the structure has to be:

- Braced - to resist the horizontal load.
- Anchored to the ground - to prevent the structure from being blown away.

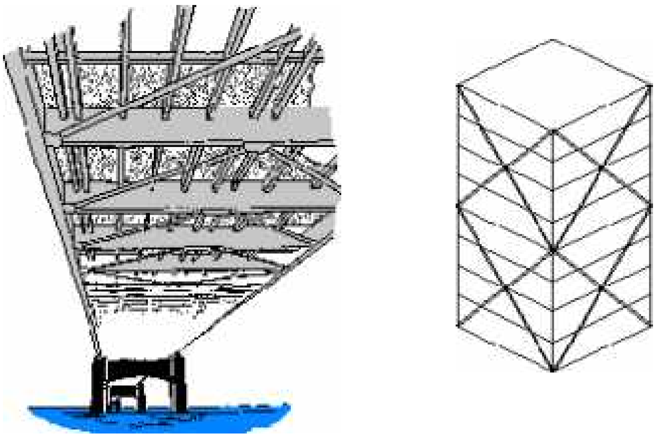


Figure (3-4) Bracing systems.

In the above figure , you can see two different examples of external bracing. In the high rise office building, a vertical wind-bracing system is used to protect against wind loads. This system is usually hidden within the walls of a building. In the bridge a horizontal wind-bracing system is used.

When the wind flows around a building, it can produce quiet high suction pressure, especially at the edges of the building. It is important if the building is protected, that the cladding is firmly fixed to the structure and that the roof is firmly secured. The suction pressure increase with a decrease in pitch of the roof. Therefore, it is important that flat roofs are firmly held down.

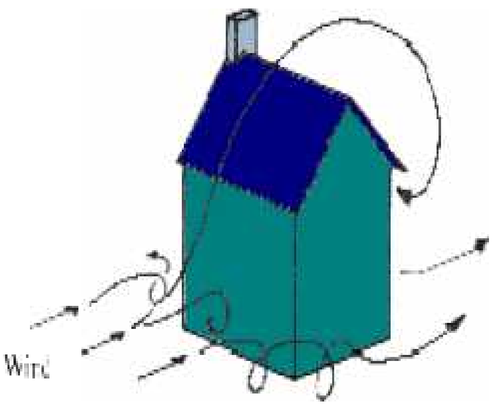


Figure (3-4’) Wind loads

The effects of wind load or wind pressure acting on the vertical faces of the building depends on the following:

- The wind speed.
- The condition of exposure: exposure to severe gusts would be more likely along sea coasts than inlands.
- The size of the building.

The height up the face of the building, the pressure acting is also important. If the building is 5m or less in height, then the pressure is uniformly (evenly) distributed along the face. For taller buildings, the pressure would be much greater near the top than it would be near the ground level.

According to the Jordanian Code, the intensity of wind loads act on the structure can be calculated as follows:

$q = 0.613\times(V_z)^2$ ....(*Sec. 5/5/4, Eq.6*).

$V_z = V\times S_1\times S_2\times S_3$ …………(*Sec. 4/5/4, Eq.5*).

Where:

q: wind dynamic pressure at a specific height from the sea level (N/m^2).

V_z: wind design velocity (m/s).

S_1: ground topography factor and it equals to 0.9 (Table 13).

S_2: ground roughness factor and it equals to 0.96 (Table 14).

S_3: statistical factor and it equals to 1.00 (Table 15).

V: main wind velocity through 50 years at that location and it equals to 35m/s.

$V_z = 35\times0.90\times0.96\times1.00$

$V_z = 30.24 m/s.$

$q = 0.613 \times (30.24)^2 = 0.56\ kN/m^2$

2- Snow Loads:

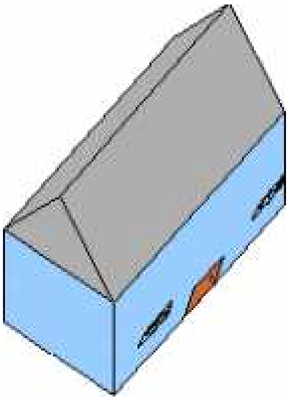


Figure (3-5) Snow loads.

The extent to which a building will be affected by snow loads depends on the climate of that region. Some countries have snow for six months of the year or more while some have little or no snow in the year. Structures have to be designed to withstand the appropriate amount of snow for their climate.

In relation to buildings, the type and pitch of the roof is important. Some roofs will hold a greater amount of snow. Therefore, resulting in a greater load acting on the roof. As you can see, if you have a pitched roof, the snow will eventually slide off, whereas if you have a flat roof, the load would continue to increase and eventually result in the collapse of the roof.

According to the Jordanian Code, the following table (Section 3/8/3 Table 11) shows a method to calculate the intensity of snow loads act on the structures:

Table (3-3) Determination of snow load table.

Snow load kN /m²	Building height from the sea level in (m)
0	h < 250
1000) /h-250(	500 > h > 250
(h-400) / 400	1500 > h > 500
(h – 812.5)/ 250	2500 > h > 1500

The height of the structure we have is more than 500m and less than 1500m above the sea level. Therefore, the snow load acts on the structure is:

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

$$S_L = (939.18 - 400) / 400$$

$$S_L = 1.35\ kN/\ m^{2.}$$

3- Seismic Loads

Loads that are applied to architectural Structures are usually not of an impact nature except that of earthquakes. An earthquake is a jerky movement of the ground and this movement is transmitted to the building through its foundations. As can be seen from the figure, the effects of the earthquake are felt much greater at the top of a high rise building.

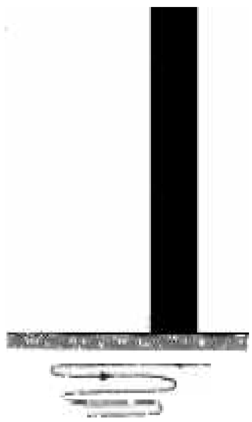


Figure (3-6) Seismic loads

According to the UBC, the total design base shear in a given direction shall be determined from the following formula:

$$V = \frac{Cv.I}{R.T} W \text{ ....}(Eq.\ 30-4).$$

The total design base shear need not exceed the following:

$$V = \frac{2.5Ca.I}{R} W \text{ ....}(Eq.\ 30-5).$$

The total design base shear shall not be less than the following:

$$V = 0.11.Ca.I.W \text{ ....}(Eq.\ 30-6).$$

Where:

V**:** The total design base shear in a given direction.

Z: Seismic zone factor as given in Table 16-I and it equals to 0.30

I: Importance factor given in table 16-K and it equals to 1.00

R: Numerical coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force-resisting systems, given in table 16-N and it equals to 5.50

S_A: Soil Profile Type given in table 16-J (V_c > *1500m/sec*.).

C_a: Seismic Coefficient given in table 16-Q and it equals to 0.24

C_v: Seismic Coefficient given in table 16-R and it equals to 0.24

W: The total seismic dead load of all floors.

The value of Structure period *T* may be approximated from the following formula:

$T= C_t (h_n)^{3/4}$ ……….(*Eq. 30-8).*

Where:

Ct = 0.035 (0.0853) for steel moment-resisting frames.

Ct = 0.030 (0.0731) for reinforced concrete moment-resisting frames and eccentrically braced frames.

Ct = 0.020 (0.0488) for all other buildings.

h_n: height in feet (m) above the base to Level i, n or x, respectively.

$T= 0.0488 (29.18)^{3/4}$ = 0.61 seconds. ……….. (*Eq. 30-8).*

$$V = \frac{0.24\times 1.00}{5.50\times 0.61} W = 0.07\ W \text{ ....}(Eq.\ 30\text{-}4).$$

$$V = \frac{0.25\times 0.24\times 1.00}{5.50} W = 0.11\ W \text{ ....}(Eq.\ 30\text{-}5).$$

$$V = 0.11\times 0.24\times 1.00\times W = 0.03\ W \text{ ....}(Eq.\ 30\text{-}6).$$

$$\Rightarrow V = \frac{0.24 \times 1.00}{5.50 \times 0.61} W = 0.07 W \text{ .... } \textit{Controls}$$

3.5.2.2 Secondary Loads.

More specialized loads are referred to as secondary loads, such loads include:

1- Shrinkage loads.

Over time, building materials such as concrete will shrink and the stresses induced by this shrinkage will result in cracking occurring. The shrinkage takes place in concrete when the cement paste dries out over time which results in cracking of the concrete. This can be prevented by allowing for shrinkage joints in the construction, or by using steel reinforcement. So that, the concrete has enough strength to cope with any shrinkage that takes place.

2- Thermal loads.

All structures expand and contract with temperature changes. It is not the building itself that is expanding, but the materials from which it is composed.

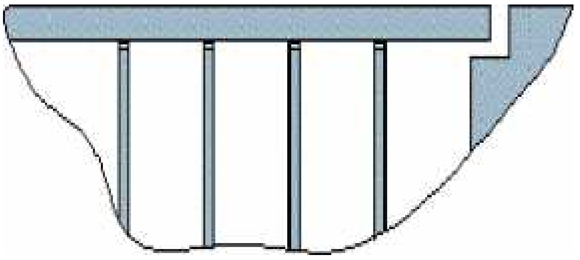


Figure (3-7) Thermal loads

A concrete bridge of 1km in length can expand up to 400mm as a result of temperature changes. 400mm does not sound like a lot when compared to the overall length of the bridge. However, if an expansion joints are not allowed in the design, then the result is a damage of the bridge.

3- Settlement loads.

This can occur when one part of a building settles more than another, different soil types underneath the different parts of building cause uneven settlement due to extra weight which might settle one part more than the main part of the building.

3.6 Philosophies of Design

3.6.1 Introduction

Two philosophies of design have long been prevalent. The working stress method and the strength design method.

3.6.1.1 Working Stress Method (Allowable Stress Design and Plastic Design)

In the working stress method, the structural element is designed so that the stress resulting from the action of service loads and computed by the mechanics of elastic members does not exceed some predesignated allowable values.

$$\text{Computed stress} \leq \text{Allowable stress}$$

3.6.1.2 Ultimate Strength Design (Load and Resistance Factor Design)

In the ultimate strength design, the service loads are increased sufficiently by factors to obtain the load at which failure is considered to be "imminent".

Strength provided ≥ Strength required to carry factored load.

The Ultimate Strength Design method is adopted in our design.

Design Strength ≥ Required Strength

Φ (nominal strength) ≥ required strength

$$\Phi \times R_n \geq R_u \text{ ………... } (ACI\text{- }Sec.\ 9.1)$$

Where:

Φ: Strength Factor

R_n : Nominal Strength

R_u : Ultimate strength, which is a combination of the various types of loads multiplied by the over load factors.

3.6.2 Load Combinations

The ACI Code (Section 9.2) states that the required ultimate load-carrying ability of a member *U* provided to resist the dead loads, live loads, snow loads, wind loads, and the earthquake loads must at least equals:

Table (3-4) Load Combinations.

$U = 1.4\times D$	*(Eq. 9-1)*
$U = 1.2\times D + 1.6\times L + 0.5\times S$	*(Eq. 9-2)*
$U = 1.2\times D + 1.6\times S + (L \text{ or } 0.8\times W)$	*(Eq. 9-3)*
$U = 1.2\times D + 1.6\times W + L + 0.5\times S$	*(Eq. 9-4)*
$U = 1.2\times D + E + L + 0.2\times S$	*(Eq. 9-5)*
$U = 0.9\times D + 1.6\times W$	*(Eq. 9-6)*
$U = 0.9\times D + E$	*(Eq. 9-7)*

Where:

D: Dead loads, or related internal moments and forces.

E: Load effects of earthquake, or related internal moments and forces.

L: Live loads, or related internal moments and forces.

S: Snow loads, or related internal moments and forces.

W: Wind loads, or related internal moments and forces.

3.7 Structural elements

3.7.1 Introduction

Structural elements can be classified according to their geometry, rigidity, and how they respond to the forces applied to them. External loads create internal stresses within structural elements.

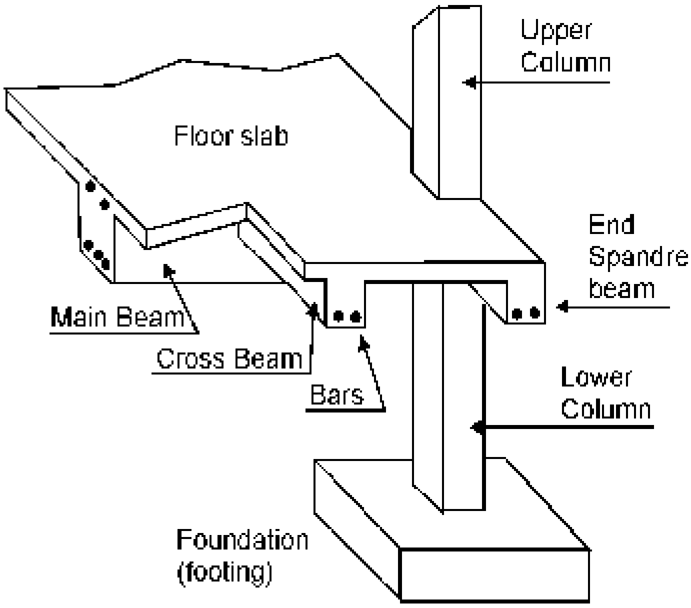


Figure (3-8) Structural Elements .

3.7.2 Structural elements description

3.7.2.1 Slabs

1- One Way Solid Slabs.

The slabs are supported on two opposite sides only. So, loads being carried by the slab in a direction perpendicular to the supporting beams.

2- Two Way Solid Slabs.

The slabs are supported on all four opposite sides. So, loads being carried by the slab in a direction perpendicular to the supporting beams.

3- One Way Ribbed Slabs.

The slabs which Contain blocks and supported on two opposite sides only. So, loads being carried by the slab in a direction perpendicular to the supporting beams.

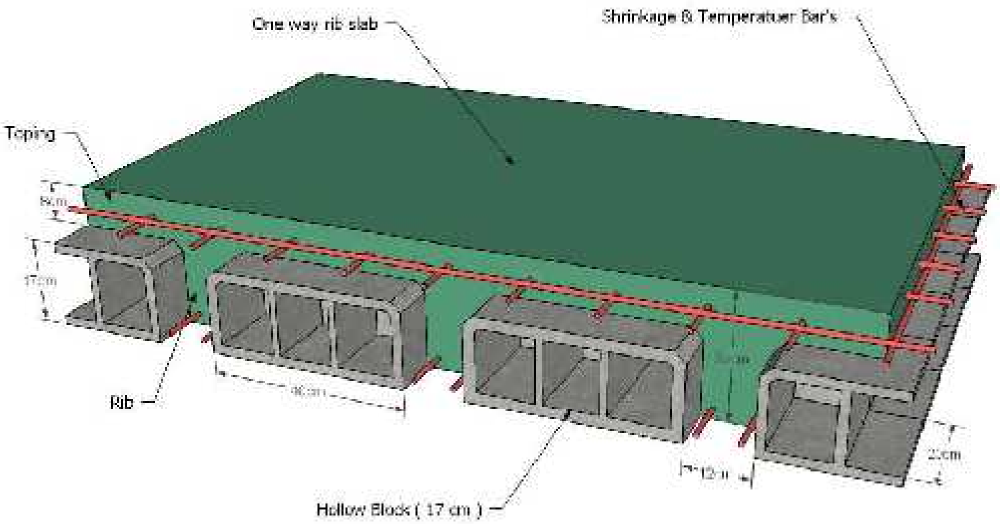


Figure (3-9) One Way Ribbed Slab.

4- Two Way Ribbed Slabs.

The slabs which contain blocks and supported on all four opposite sides. So, loads being carried by the slab in a direction perpendicular to the supporting beams.

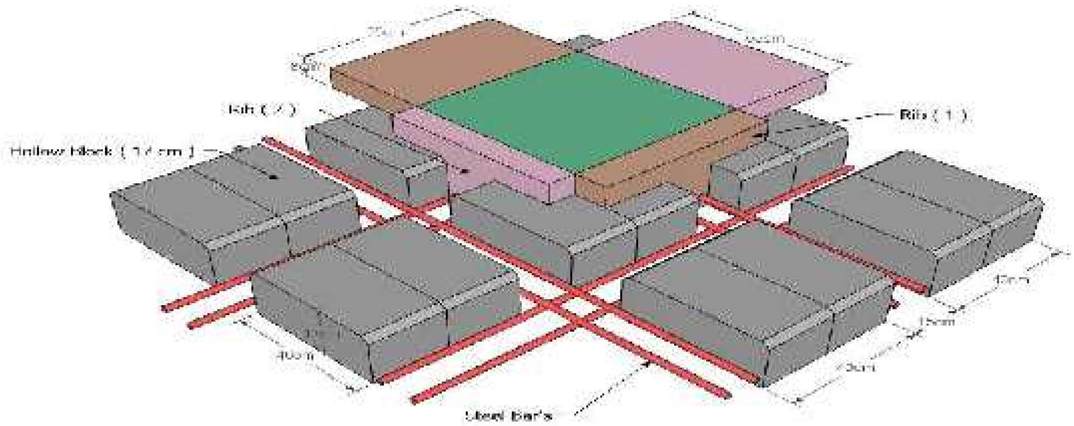


Figure (3-10) Two Way Ribbed Slab.

3.7.2.2 Beams

The structural elements which carry loads from ribs within the slab to the columns. There are two types of beams:

1- Hidden Beams

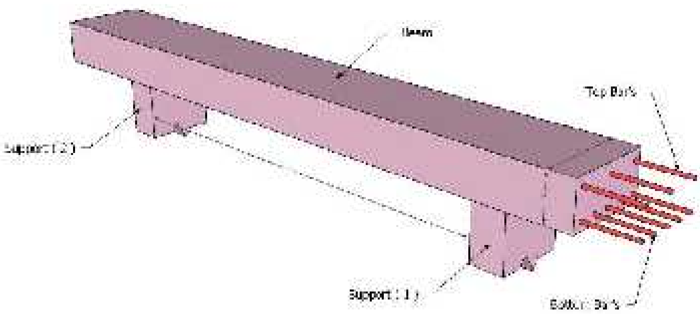


Figure (3-11) Hidden Beam.

2- Drop Beams (T-Section)

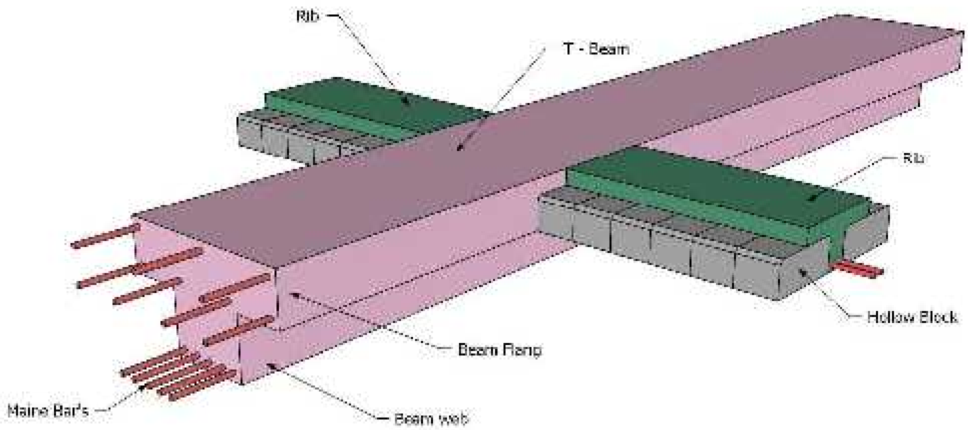


Figure (3-12) Drop Beam.

3.7.2.3 Columns

Columns are defined as members that carry loads in compression. Usually they carry bending moments about one or both axes of the cross section. The bending action may produce tensile forces over a part of the cross section.

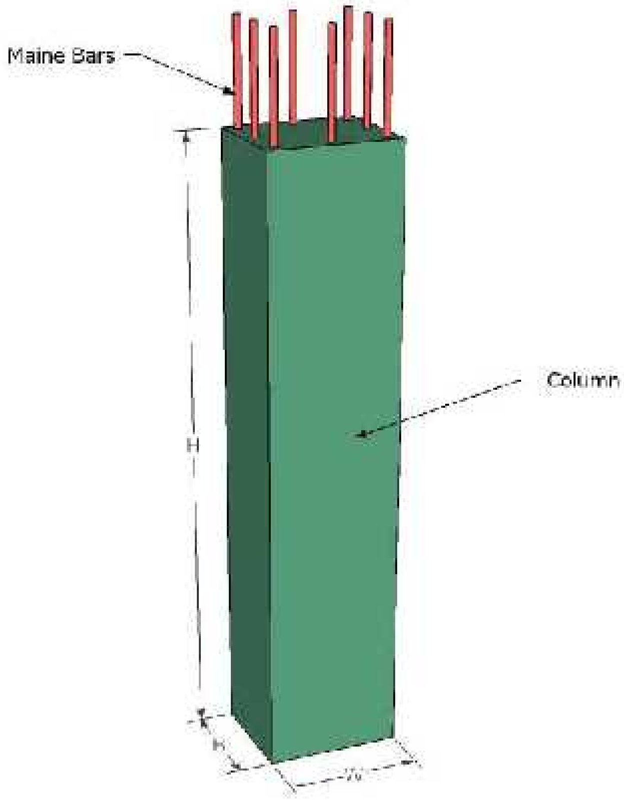


Figure (3-13) Column.

3.7.2.4 Shear Wall

Shear walls are lateral stabilizing elements may be placed within the building or along its perimeter, and combined in various ways. In all cases, however, a number of stabilizing elements must be used to resist lateral forces in all directions.

The arrangement of lateral stabilizing elements is important to the stability of a structure as a whole. Any asymmetrical layout, where the centroid of the applied force is not coincident with the centroid of the resisting mass can cause torsional effect. A symmetrical arrangement of lateral stabilizing elements is therefore always desirable. This principle is especially important for tall buildings.

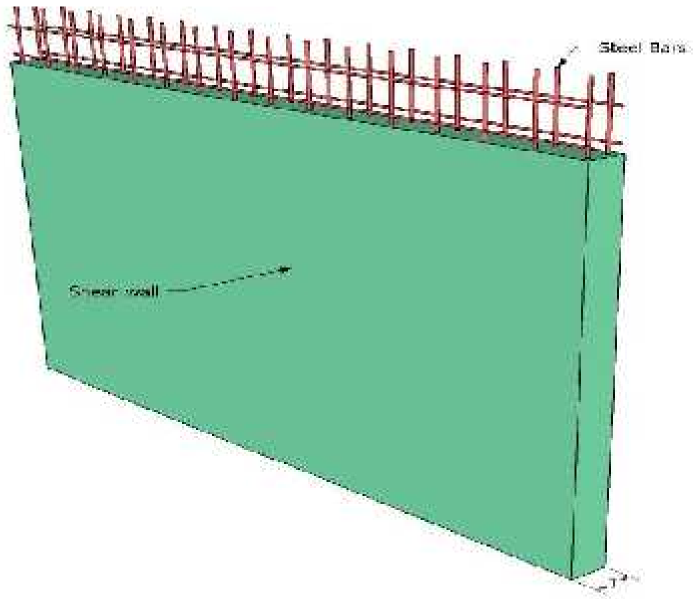


Figure (3-14) Shear Wall.

3.7.2.5 Stairs

Stairs provide means of vertical movement between stories of a building and are therefore, important links in a building's overall circulation scheme.

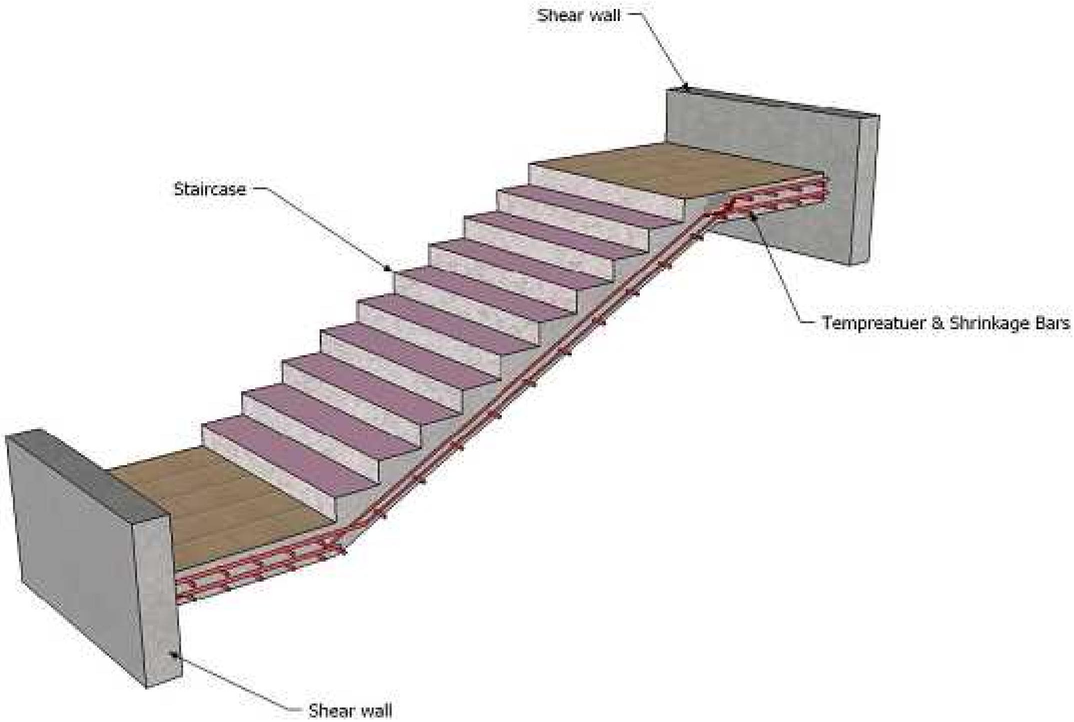


Figure (3-15) Stairs.

3.7.2.6 Foundation System

The foundation system for a building - its substructure - is the critical link in the transmission of building loads down to the ground. A foundation is defined as that part of the structure that supports the weight of the structure and transmits the load to underlying soil or rock. Bearing directly on the soil, the foundation system must distribute vertical loads so that settlement of a building is either negligible or uniform under all parts of building. It must also anchor the building's superstructure against uplifting and racking due to wind or earthquake forces. The most critical factor in determining the foundation system of a building is the type and bearing capacity of the soil to which the building loads are distributed.

The bearing capacity of the soil where the project we have will be constructed is assumed to be 4.5kg/cm^2.

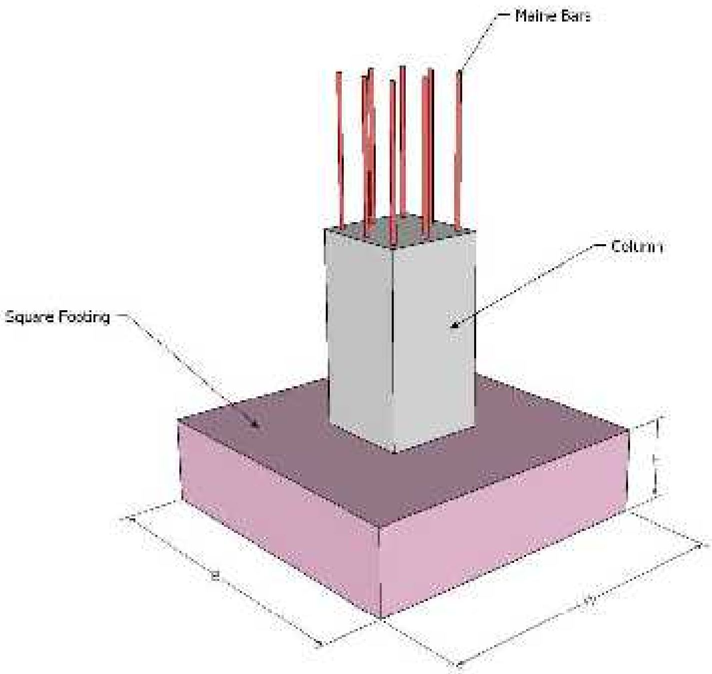


Figure (3-16) Foundation.

3.7.2.7 Retaining Walls

Retaining walls are used to create relatively level areas and to allow changes in elevation which cannot be accomplished by grading within the horizontal dimensions of a site. They must be constructed to resist the thrust of the soil being retained. This thrust can cause a retaining wall to fail in three ways:

1-Over turning.

2-Sliding.

3-Settling.

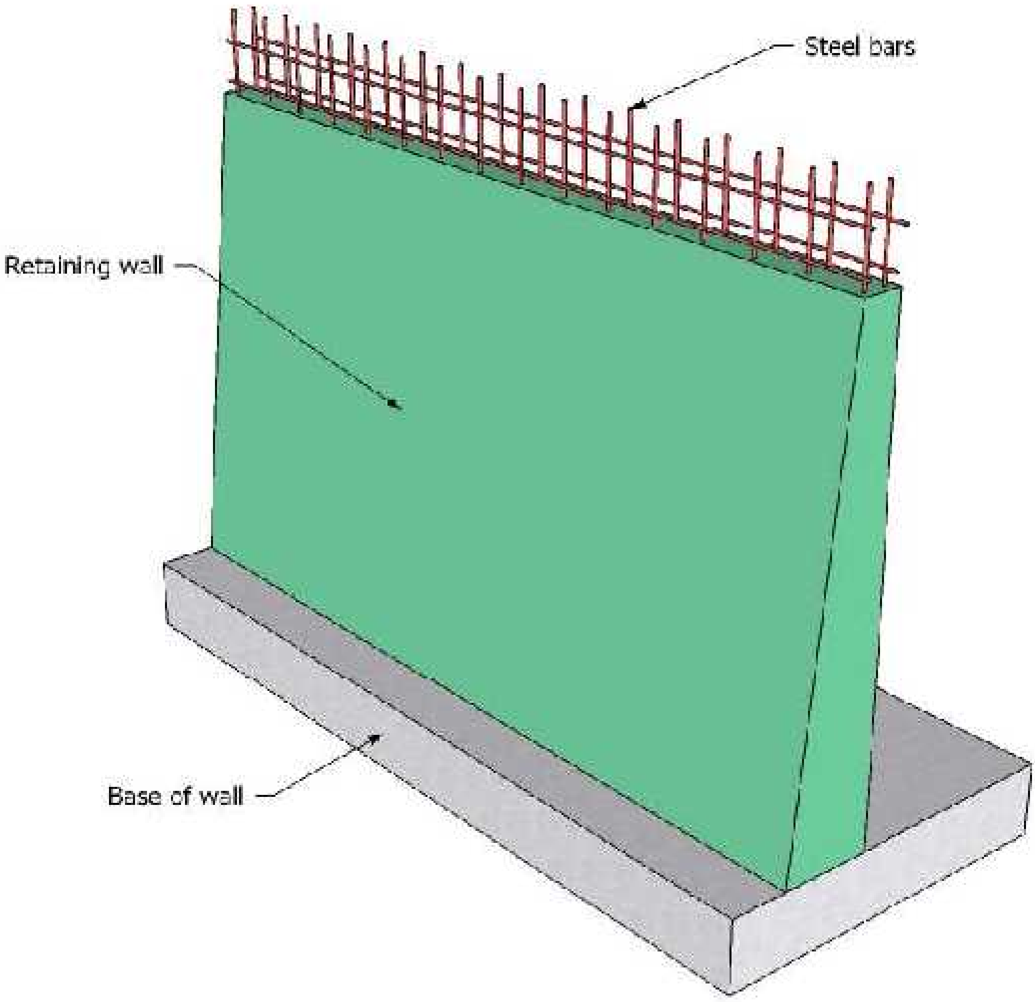


Figure (3-17) Retaining Wall.

3.7.2.8 Truss

A truss consists of short, straight, rigid members assembled into a triangulated pattern. This triangulation is what makes a truss a rigid structural unit. While a truss as a whole is subjected to bending, the individual members are subjected only to compression or tension.

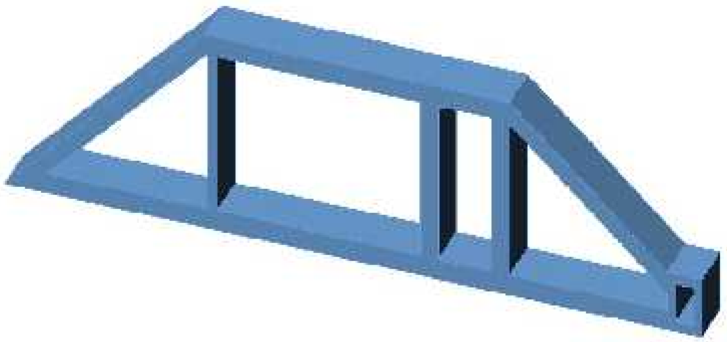


Figure (3-18) Truss.

3.8 Computer Programs

Many of computer programs used in the analysis, design and drawing. Such these programs are:

1) AutoCAD 2007, computer aided drawing.
2) Sketch up5, computer aided drawing (Three dimensional drawings).
3) ATIR, computer aided analysis & design.
4) STAAD PRO 2004, computer aided analysis.
4) Prokon, computer aided analysis & design.
5) Primavera Project Planner-P3, computer aided planar.

١.٢ المقدمة:

للعمارة في كل عصر من عصورها المختلفة، ولكل طراز من طرزها المتعددة، طابع خاص وقواعد ومقاييس وأساليب ومواد إنشاء خاصة، وهي ثابتة لم تتغير في الكثير من أسسها. وقد كان للعلم في السنين الأخيرة فضل الخروج بهذا الفن من دائرة الفنون الجميلة البحتة ـ التي كان للهبات الإلهية والملكات الشخصية أكبر الأثر في تكوينها ـ إلى دائرة العلم المرنة التي تتسع للكثير من العلوم. وإن كان فن العمارة في العصور الغابرة قد اقتصر على ما تجود به الطبيعة من حين لآخر ببعض أفراد حباهم الله بدقة الحس وسلامة الذوق، فأفرغوا عليه حلة من الجمال والبهاء في سبيل الوصول بالعمارة نحو درجة الكمال تبعا لتطور الحياة في هذا العصر، وما دخل عليها من تغير في النظم والتقاليد، وبذلك طبعت العمارة بطابع هذا العصر الحديث، طابع التجديد والسرعة. ونظرا للتطور الحاصل في شتى مجالات الحياة، ومواكبة لمتطلبات هذا العصر جاء التصميم المعماري للمباني الحديثة بما يتماشى مع هذه المتطلبات.

٢.٢ لمحة عامة عن المشروع:

تقوم فكرة المشروع على أساس إنشاء مركز زكاة وصدقات الخليل، التابع لوزارة الأوقاف والشؤون والمقدسات الإسلامية ـ كمركز بديل لمركز الزكاة الحالي، المقام بجانب

مسجد علي البكاء - بحيث تراعى فيه جميع الخدمات، ووسائل الراحة والأمان التي يحتاجها الزوار، في محاولة جادة لحل المشكلات التي تواجه المواطنين الذين يتوجهون إلى مقر الزكاة الحالي. ويلاحظ بأن المشروع قد احتوى على خدمات أساسية كثيرة، فهو يحتوي على العيادات والمكتبات، بالإضافة إلى مصلى وموقف للسيارات والكثير من الخدمات الأخرى التي يفتقر إليها المركز الحالي.

٣.٢ المشروع المقترح:

الشكل (٢-١) صورة ثلاثية الأبعاد لمركز زكاة وصدقات الخليل المقترح.

على أرض خليل الرحمن، سيولد هذا المبنى ليكون المقر الجديد لمركز زكاة وصدقات الخليل، وقد تم تصميم هذا المبنى من قبل مكتب العمران للدراسات الهندسية والبيئية في بيت لحم منذ أعوام مضت، ليتم إتمام إنجازه مؤخرا.

ويكمن دور فريق العمل في عمل الدراسات التحليلية والتصميمية والتنفيذية، بهدف إعداد التصميم الإنشائي الكامل لمبنى المشروع، بدءا بتصميم كل عنصر إنشائي على حـــدة (العقدات، الجسور الأعمدة.... الخ) ، وانتهاءً بالتصميم الإنشائي الكامل للمبنى، مع مراعاة المحافظة على الشكل المعماري المنشود والمحافظة على جمالية المبنى.

٤.٢ موقع المشروع:

١.٤.٢ المقدمة:

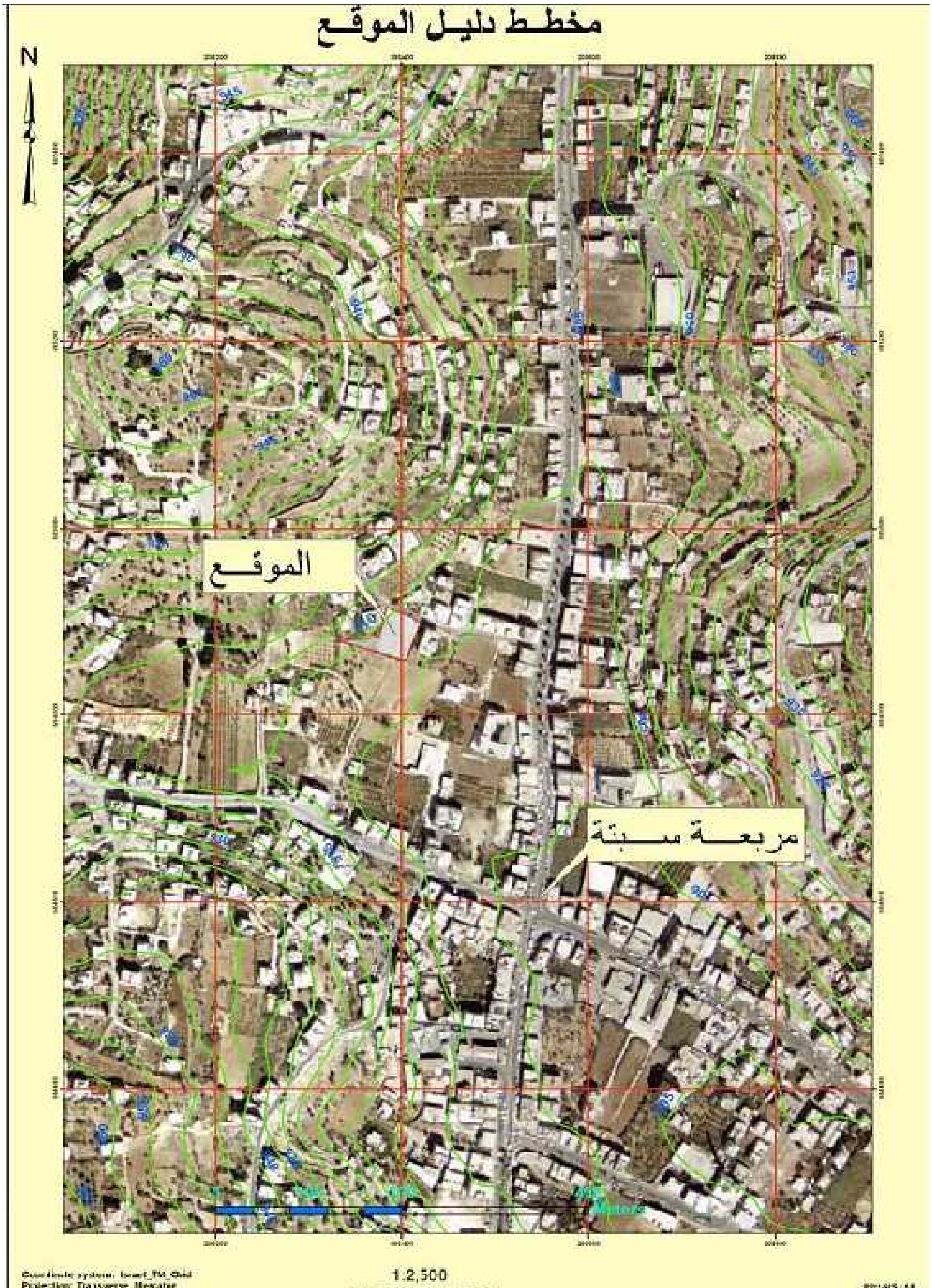
عند التخطيط لتصميم وبناء أي منشأ، تؤخذ القوى البيئية بعين الاعتبار. الموقع الجغرافي للمبنى، مواد البناء، طبوغرافية الأرض، الشمس والرياح كلها عوامل تؤثر على القرارات في مرحلة مبكرة جدا من عملية التصميم. حيث إن هذه القوى الطبيعية تساعد في بلورة شكل المبنى، وتلفظ بوضوح طريقة نشر الفراغات الداخلية للمبنى، إضافة إلى القوى

الطبيعية، فـإنه لا أحد منا يغفل عن القوى المنظمة في قوانين البلديات والمجالس المحلية التي يمكن لها وبشكل مسبق أن تصف الاستخدام المقبول لموقع المبنى.

٢.٤.٢ وصف الموقع:

على مقربة من البنك العربي وفي منطقه مربعة سبتة على شارع السلام المؤدي إلى منطقة رأس الجورة شمال مدينة الخليل، وفي الحوض رقم ٣٤٤٠٦، وتحديدا على أرض القطعة رقم ٩١، البالغة مساحتها بـ ٢٥٠٠ مترا مربعا، سيقام مبنى مركز زكاة وصدقات الخليل التابع لوزارة الأوقاف والشؤون والمقدسات الإسلامية، ومن الجدير ذكره أن قطعة الأرض المذكورة تقع على خط الكنتور ذي المنسوب ٩١٠ مترا، وتنحدر شرقا باتجاه خط الكنتور ذي المنسوب ٩٠٥ مترا. لاحظ مخطط دليل الموقع أدناه.

الشكل (٢-٢) مخطط دليل الموقع



الشكل (٢-٣) صورة جوية للموقع تظهر عليها خطوط الكنتور.

٣.٤.٢ أهمية الموقع:

١- تقع الأرض في قلب مدينة الخليل بالقرب من شارع السلام، أحد الشوارع الرئيسية التي تصل جنوب المدينة بشمالها، مما يلفت انتباه الزوار والمارة على هذا الطريق باتجاه هذا المبنى.

٢- يعتبر هذا المبنى من المباني ذات الملكية العامة أو الاستخدام العام، وعليه فإن وجود هذا الموقع للمبنى بجوار عدد من المباني الحيوية ذات الاستخدام العام كالبنك الأهلي يزيد من أهمية موقع المبنى.

٣- وقوع قطعة الأرض بالقرب من العديد من العمارات التجارية القائمة، أو التي هي تحت التنفيذ مما يوفر الانسجام المعماري للمبنى مع حداثة التصميم.

٤- توفر مساحة كافية من الأرض مبينا عليها حدود الأرض وحدود الجوار. وتكفي لموقع البناء، ومواقف السيارات والمداخل والمخارج، وتراعي عروض الشوارع والارتدادات والمناسيب المختلفة للأرضيات المحيطة بالمبنى.

٥- توفر الخدمات والمرافق العامة من مياه، كهرباء، شوارع، مواصلات.... الخ.

٥.٢ النواحي المعمارية:

١.٥.٢ المقدمة:

تميزت مدينة الخليل خلال عقود كثيرة باللون الأبيض للحجر الذي غطى معظم مبانيها، ولكن خلال السنوات الماضية ظهر تحول جذري في طبيعة المباني والمواد المستخدمة في واجهاتها، أدى إلى تغير كبير في ملامح المدينة.

الشكل (٢-٤) صورة ثلاثية الأبعاد لمركز زكاة وصدقات الخليل المقترح.

ويبدو أننا سنشهد في الأعوام المقبلة تغيرا جذريا في ملامح مدينة الخليل، فهذا المجمع هو جزء من جيل جديد من المباني التي ستغير اللغة المعمارية لمدينة الخليل.

ويلاحظ مطابقة التصميم للمعـــايير الخاصــــة بأنظمـــة البنــــاء العاديـــة والبيئيـــة، كالارتفاعات ونوع الاســـتخدام والبـــروزات والارتـــدادات الملائمـــة والمنـــاخ، وملائمـــة المداخل والمخارج للمبنى مع حركة السير في الشـــوارع المحيطـــة. وبشـــكل عـــام فقـــد احتفل المبنى بالعناصر الإنشائية والشفافية التي حـــول الإنســـان المســـتخدم كجـــزء مـــن التصميم بالإضافة إلى بساطة المنطق.

٢.٥.٢ وصف الطوابق:

يتكون المشروع المقترح من ثمانية طوابق بمساحة طابقية كلية تبلغ ٧٩٣٦.٨٩ مترا مربعا. وتبدأ هذه الطوابق بطابق التسوية، الذي خصص كموقف للسيارات ومكان يتسع للمعدات والتمديدات المساعدة في تشغيل كافة مستلزمات المبنى الكهربائية والميكانيكية، تليه كافة الطوابق بجميع استخداماتها العامة، وشبه العامة والخاصة بصرف النظر عن نسبة أي من هذه الاستعمالات في كل طابق.

ومن الجدير ذكره أن المبنى يحتوي على فتحة فراغية في العقدات مغطاة بمظلة زجاجية في أعلى المبنى، ويمكن ملاحظة هذه الفتحة بوضوح عند الإطلاع على المخططات المعمارية للمشروع. ومن الملفت للنظر اختلاف اتساعها من طابق لآخر، فيزداد اتساعها مع ارتفاع الطوابق للأعلى، كما أنها بمقاييس ومقادير تختلف من طابق لآخر في كثير من

الأحيان، كل ذلك من أجل إضفاء نوع من الطمأنينة والراحة النفسية للمستخدم بسبب الرهبة التي أوجدتها ضخامة المبنى.

١.٢.٥.٢ طابق التسوية:

الشكل (٢-٥) المسقط الأفقي لطابق التسوية.

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق ٩٤٤.٢٧ مترا مربعا، وهو أكثر الطوابق ارتفاعا حيث يبلغ ارتفاعه الصافي ٤.٠٧ مترا. ويحتوي طابق التسوية على مواقف للسيارات، ومخازن كبيرة لتخزين المواد المختلفة، كما يحتوي على مناطق خاصة بالتبريد

كالثلاجات لحفظ وتخزين المواد الغذائية والتموينية إضافة إلى المعدات اللازمة لتلبية متطلبات المبنى، مع مراعاة العلاقة السهلة المباشرة والواضحة بين هذه الفراغات من حيث قربها من بعضها البعض، وسهولة الحركة فيما بينها. كما أن وجود هذه الأماكن هنا بحد ذاته أمر منطقي وواجب، لأن أشعة الشمس لا تصل إلى هذا الحيز مباشرة.

٢.٢.٥.٢ الطابق الأرضي:

الشكل (٢-٦) المسقط الأفقي للطابق الأرضي.

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق ٨٢٠.٨٢ مترا مربعا، وهو أكثر الطوابق ارتفاعا بعد طابق التسوية حيث يبلغ ارتفاعه الصافي ٣.٩٠ مترا. ويحتوي هذا الطابق على غرف للانتظار مخصصة للزوار، والتي بدورها تطل على مكتب الاستعلامات بعلاقة مباشرة (وجها لوجه). وتكمن أهمية وجود غرف الانتظار هذه في أن هذا الطابق يحتوي على غرف خصصت لأغراض مختلفة كالعيادات والصيدلية. كما يحتوي هذا الطابق أيضا على القاعة متعددة الأغراض والمخصصة لعقد الاجتماعات أو الدورات والمحاضرات.... الخ.

٣.٢.٥.٢ الطابق الأول:

تبلغ الشكل (٢-٧) المسقط الأفقي للطابق الأول. ـاعه الصافي

٢.٨٦ مترا. ويلاحظ وجود بروزات معمارية لهذا الطابق عن الطابق الأرضي تظهر في أجزاء عدة من واجهات المبنى المختلفة. وفي هذا الطابق تتوزع مكاتب الموظفين في جناح مستقل ويلاحظ التنويع في تقسيم وتوزيع هذه المكاتب، بالإضافة إلى توفر عدد من الحمامات التي تكفي للموظفين وتفي بأغراضهم. لاحظ الفتحة الموجودة في أرضية هذا الطابق.

٤.٢.٥.٢ الطابق الثاني:

الشكل (٢-8) المسقط الأفقي للطابق الثاني.

[illegible] ارتفاعه الصافي ٢.٨٦ مترا. ويلاحظ وجود بروزات معمارية لهذا الطابق عن الطابق الأول تظهر في جزء من الواجهة الشمالية، وأبرز ما يتميز به هذا الطابق احتواؤه على مكتبتين منفصلتين، إحداهما للبالغين والأخرى للأطفال؛ وذلك لمراعاة تنوع احتياجات كل من الطرفين، بالإضافة إلى وجود مختبر لأجهزة الحاسوب ومكاتب مختلفة الاتساع. لاحظ الفتحة الموجودة في أرضية هذا الطابق.

٥.٢.٥.٢ الطابق الثالث:

الشكل (٢-9) المسقط الأفقي للطابق الثالث.

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق ٩٩٨.٧٤ مترا مربعا، ويبلغ ارتفاعه الصافي ٢.٨٦ مترا. ويلاحظ وجود بروزات معمارية لهذا الطابق عن الطابق الثاني تظهر في جزء من الواجهة الشرقية. وعلى الرغم من احتواء هذا الطابق على كامل الفراغات الموجودة في الطابق الثاني، إلا أنه تميز باحتوائه على مصلى يقع في قلب الطابق. لاحظ كيفية توزيع باقي الفراغات حول المصلى والتناغم بين اتجاه القواطع المكونة لجدران المصلى والوسط المحيط. أيضا لاحظ الفتحة الموجودة في أرضية هذا الطابق.

٦.٢.٥.٢ الطابق الرابع:

ارتفاعه الصافي الشكل (٢-10) المسقط الأفقي للطابق الرابع.

٢.٨٦ مترا. ويلاحظ وجود بروزات معمارية لهذا الطابق عن الطابق الثالث تظهر في أجزاء عدة من جميع واجهات المبنى الشرقية والغربية والجنوبية. وقد جاء هذا الطابق تكرارا للطابق السابق (الطابق الثالث)، باستثناء الوسط فوق المصلى فقد تمت إعادة تقسيمه من جديد إلى ثلاثة فراغات. لاحظ الفتحة الموجودة في أرضية هذا الطابق.

٧.٢.٥.٢ الطابق الخامس:

الشكل (٢-١١) المسقط الأفقي للطابق الخامس.

تـ ... رتفاعه الصافي ٢.٨٦ مترا. ويلاحظ وجود بروزات معمارية لهذا الطابق عن الطابق الرابع تظهر في أجزاء عدة من جميع واجهات المبنى المختلفة، ويختلف هذا الطابق عن باقي الطوابق في احتوائه على غرف للنوم مع حمام خاص لكل غرفة، بالإضافة إلى وجود قاعات استراحة للموظفين وأخرى لغير الموظفين. لاحظ الفتحة الموجودة في أرضية هذا الطابق.

٨.٢.٥.٢ الطابق السادس:

الشكل (٢-12) المسقط الأفقي للطابق السادس.

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق ١٠٦١.٧١ مترا مربعا، ويبلغ ارتفاعه الصافي ٢.٨٨ مترا. ويلاحظ وجود بروزات معمارية لهذا الطابق عن الطابق الخامس تظهر في أجزاء عدة من واجهات المبنى المختلفة. ولا يكاد يختلف هذا الطابق عن الطابق الخامس إلا في احتوائه على غرف نوم بعدد أكثر واتساع أكبر.لاحظ الفتحة الموجودة في أرضية هذا الطابق.

٣.٥.٢ مواقف السيارات:

من المتعارف عليه أنه وحسب بنود القانون الفلسطيني في البناء، فإنه لا يسمح بترخيص أي بناء إلا إذا حددت على المخططات الخاصة به مواقف للسيارات داخل حدود أرض المشروع حسب الشروط والمعايير الهندسية السليمة، التي تضمن حرية حركة السيارة ووقوفها. وحسب هذا القانون فإن هذا المبنى الذي هو موضوع دراستنا يحتاج إلى موقف سيارة واحدة لكل ٥٠ م^{٢} من مساحة بناء الطوابق التجارية، وبذلك نجد أنه قد تم توفير دور لمواقف السيارات تحت منسوب سطح الأرض ويتم الوصول منها واليها بواسطة منحدر (Ramp) يربط بينها وبين الشارع المؤدي إلى المبنى، علاوة على ذلك كله فقد تم عمل موقف سيارات إضافي من الناحية الجنوبية للمبنى، لتزيد بذلك القدرة الاستيعابية للسيارات في الموقع ويتسع هذا الموقف لعشرين سيارة.

٤.٥.٢ الحركة:

إن وجود مواقف للسيارات بهذه الشكلية المرنة وبهذا الموقع الذي يرى من خلال المدخل، وعددها المناسب للزوار المحتمل زيارتهم للمبنى يشكل مرونة في الحركة، خاصة وأن مواقف السيارات جاءت بعيدة ومنفصلة عن مدخل المشاة وبالتالي فهي لا تعيق الحركة. ومن الجدير ذكره أن الحركة في الطوابق المختلفة جاءت بسيطة وواضحة، حيث يتم الانتقال عموديا إلى جميع الطوابق من الطابق الأرضي حتى الطابق الأخير باستخدام الأدراج أو باستخدام المصاعد الكهربائية.

أما عن الحركة في نفس الطابق فعلى سبيل المثال، يلاحظ في الطابق الأرضي بأنه قد تم استخدام مبدأ الانتقال من وسط عام (Public) يتمثل في قاعة الانتظار، إلى وسط شبه عام (Semipublic) يتمثل في القاعة متعددة الأغراض، ومن ثم الانتقال إلى وسط خاص (Private) يتمثل في جناح الموظفين الذي يتم من خلاله الانتقال عموديا إلى جميع الطوابق من خلال مدخل خاص في الطابق الأرضي ومنفصل عن المدخل الرئيسي، وهي صفة إيجابية تحقق الخصوصية.

٦.٥.٢ **الخصوصية**:

مما لا شك فيه أن عامل الخصوصية يعتبر من العوامل المهمة التي يجب مراعاتها أثناء عملية التصميم لأي مبنى أيا كان موقعه، وحجمه، وهدفه. ففي هذا المشروع يمكن أن نرى ذلك جليا في تقسيم الطابق الواحد إلى عدة مناطق (Zoning): عامة، شبه عامة وخاصة. فعلى سبيل المثال في الطابق الأرضي يتمثل الجزء العام بقاعة الانتظار، ويتمثل الجزء شبه العام في القاعة متعددة الأغراض، أما الجزء الخاص فيتمثل في جناح الموظفين. وتظهر الخصوصية بدرجةٍ أعلى في الطابقين الخامس والسادس، حيث يلاحظ بأن كل غرفة

نوم قد احتوت على حمام خاص بها، كما أن التقسيم والتوزيع بحد ذاته في هذين الطابقين يشكل ميزة إيجابية تحقق الخصوصية والراحة التامة، وهي هدف أي مشروع.

٦.٢ الواجهات:

١.٦.٢ المقدمة:

يتجلى الجمال المعماري لأي مبنى من خلال الواجهات المعمارية، التي هي بمثابة مرآة تعكس وتبرز مدى ارتباط وتناغم المبنى مع البيئة المحيطة.

الشكل (٢-١٣) صورة ثلاثية الأبعاد لمركز زكاة وصدقات الخليل المقترح.

حيث إن المبنى يتكون من كتلة رئيسية مغطاة بالألواح الزجاجية، تحتـوي علـى محتوى الطوابق والمكاتب بالإضافة إلى عناصر الحركة العمودية والأفقية مثـل الممـرات والأدراج والمصاعد الكهربائية. وتتميز هذه الكتلة بالحركة وعدم الاتـزان النسـبي نتيجـة الميلان المعكوس باتجاه الأسفل.

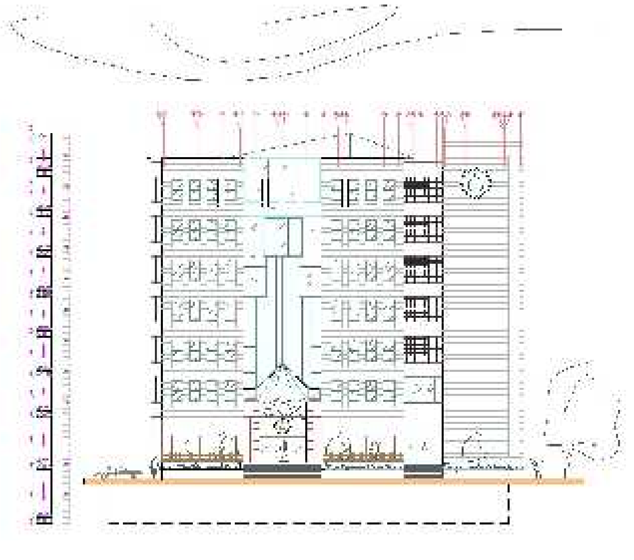
وعلى عكس الكثير من المباني التي استخدمت تغطيات الزجاج، فإن التصميم اعتمد منذ البداية على فكرة استخدام تلك التغطيات الزجاجية. بل على العكس، فإن المعماري احتفل بتلك التفاصيل المعمارية بأسلوب قد نراه استعراضيا بعض الشيء فكانت جميع واجهات المبنى وخصوصا عند الفتحات والمداخل، زاخرة بالتفاصيل المعمارية والتشكيلات الهندسية.

والمثير في هذا المبنى هو الجرأة في استخدام عدة مواد في الواجهة الرئيسية، فاستخدام الحجر الأحمر لم تعهده مدينة الخليل من قبل بشكل بارز في التصميم. أما باقي الواجهات فلم تكن لها تلك الأهمية بالنسبة للمصمم فلم يستخدم الحجر الأحمر كثيراً في كسوتها.

وربما كان الهدف هو إظهار التحول في طبيعة مباني المدينة والمقارنة بين الأسلوب القديم والحديث في نفس المبنى.

٢.٦.٢ وصف عام للواجهات:

١.٢.٦.٢ الواجهة الشمالية:



يبلغ طول هذه الواجهة ٣٠.٠٠ متراً، كما يبلغ ارتفاعها ٢٩.١٨ متراً عن خط الأرض، وهي [illegible] للمبنى. تطل هذه الواجهة على شارع عام معبد، وتحتوي هذه الواجهة على المدخل الرئيسي للمبنى والمؤكد بطريقة معمارية مميزة من حيث وجود عمودين من الطوب الأحمر تعلوهما مظلة مزججة ومرتكزة على جمالونين من المعدن (Steel trusses).

-١٤) الواجهة الشمالية.

وقد تم استخدام عدة أنواع من مواد البناء في هذه الواجهة أمثال الحجر الأحمر، والحجر المسمسم ذو اللون المزرق، والحجر الأبيض الأملس. بالإضافة إلى استخدام الألواح الزجاجية بأشكال متعددة منها المربع ومنها ما هو بارز بزاوية، من أجل إضفاء نوع من الحركة لواجهة المبنى. وقد تم عمل بروزات معمارية على شكل شرائح طولية في الطابق السادس من المبنى كي توحي بتوقف امتداد المبنى للأعلى، كما تبدو الواجهة بأكملها وكأنها تتحرك إلى الأمام باتجاه الناظر. ويظهر في منطقتين من الواجهة ـ أعلى المدخل الرئيسي أسفل المظلة وعلى الطرف الأيمن أعلى الواجهة ـ الشعار الرسمي للجان الزكاة ليلفظ بذلك هوية المبنى.

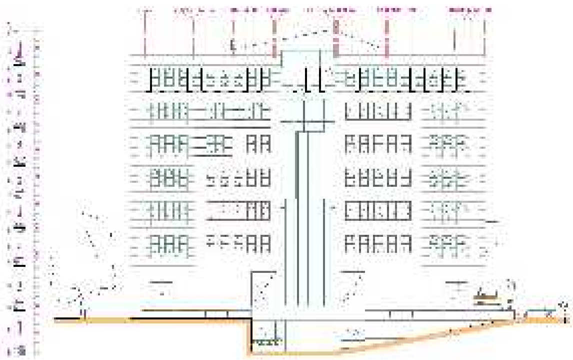
٢.٢.٦.٢ الواجهة الجنوبية:

الشكل (٢-١٥) الواجهة الجنوبية.

يبـ متراً عن خط الأرض. ويلاحظ في هذه الواجهة عدم التركيز على تكثيف كسوة الواجهة بالألواح الزجاجية، واستخدام الحجر بأنواعه المختلفة التي استخدمت في الواجهة الرئيسية بشكل أساسي في أعمال التكسية، مع استخدام الحجر الأحمر في عمل شرائح طولية على طول الطابق السادس من المبنى كي توحي بتوقف امتداد المبنى للأعلى. وتبدو هنا أهمية البروزات والتكتيلات المعمارية في الواجهة، فيبدو الشق الأيمن من الواجهة وكأنه يتحرك باتجاه الشق الأيسر منها، كما وتبدو الواجهة بأكملها وكأنها تتحرك إلى الأمام باتجاه الناظر.

وقد احتوت هذه الواجهة على مدخل يطل على موقف السيارات الخلفي لإتاحة الفرصة أمام الزوار لدخول المبنى بدلا من السير على الأقدام باتجاه المدخل الرئيسي للمبنى.

٣.٢.٦.٢ الواجهة الشرقية:



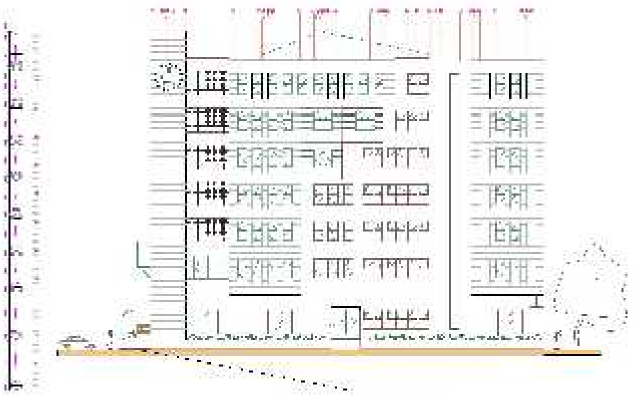
الشكل (٢-١٦) الواجهة الشرقية.

يبلغ ... تراً عن خط الأرض. تطل هذه الواجهة على المنحدر المؤدي إلى موقف السيارات السفلي، وبالتالي فهي في أهميتها تحتل المرتبة الثانية بعد الواجهة الشمالية، وقد تم تصميم قلب الواجهة بالألواح الزجاجية ببروزات وزوايا مختلفة مما يعكس أهمية هذه الواجهة بالنسبة للمبنى.

وقد تم عمل شرائح طولية من الحجر الأحمر على طول الطابق السادس من المبنى كي توحي بتوقف امتداد المبنى للأعلى. وهنا تظهر أهمية تنوع الكتل في الواجهة، فيبدو

الشق الأيسر من الواجهة وكأنه يتحرك باتجاه الشق الأيمن منها. كما وتبدو الواجهة بأكملها وكأنها تتحرك إلى الأمام باتجاه الناظر.

٤.٢.٦.٢ الواجهة الغربية:




الشكل (٢-١٧) الواجهة الغربية.

٣٠.٠٠ متراً، كما يبلغ ارتفاعها ٢٩.١٨ متراً عن خط الأرض، وهي أقرب ما يكون من الواجهة الجنوبية حيث يظهر فيها نفس التدرج في بناء الحجر، كما ويلاحظ بأنهما متناظرتين إلى حد كبير حول الخط الفاصل بينهما. لاحظ أهمية الكتل المعمارية في الواجهة فيبدو الشق الأيسر من الواجهة وكأنه يتحرك باتجاه الشق الأيمن منها. كما وتبدو الواجهة بأكملها وكأنها تتحرك إلى الأمام باتجاه الناظر. وقد تم عمل شرائح طولية من الحجر الأحمر في الطابق السادس من المبنى كي توحي بتوقف امتداد المبنى للأعلى. ويظهر على الطرف الأيسر أعلى الواجهة الشعار الرسمي للجان الزكاة ليلفظ بذلك هوية المبنى من جديد.

المصادر والمراجع

المصادر والمراجع

1- Al-Umran engineering and environmental consultancy group, "Hebron Zakat and Charity Committee Center", Bethlehem,2008

2- Buyukozturk, Prof. Oral, " Mechanics and Design of Concrete Structures ", Massachusetts Institute of Technology, Spring 2004.

3- Cement Concrete & Aggregates Australia, " A Guide to Concrete Practice ", CCAA, Australia, Sixth Edition , August 2004.

4- Charles G. Salmon and Chu-Kia Wang, " REINFORCED CONCRETE DESIGM ", Addison Wesley Educational Publisher, United State of America, Sixth Edition, 1998.

5- FRANCIS D.K. CHING WITH CASSANDRA ADAMS, " BUILDING CONSTRUCTION ILLUSTRATED ", VAN NOST RAND REINHOLD, United State of America, Second Edition,1943.

6- MCCORMAC, Jack, " DESIGM OF REINFORCED CONCRETE ", HarperCollins Collage Publisher, United State of America, Third Edition,1993.

7- K. Wight, James and others, " BUILDING CODE REQUIRMENTS FOR STRUCTURAL CONCREATE AND COMMENTARY (ACI318M-05) ", American Concrete Institute,2005.

8- Unknown, " UNIFORM BUILDING CODE (UBC 1997) ",1997.

٩- جبجي، الدكتور داود، " كودة الأحمال والقوى "، مجلس البناء الوطني الأردني، الأردن، ١٩٩٠.

١٠- حلواني، م.محمد، " المرشد لبناء واستملاك المسكن "، المملكة العربية السعودية، ٢٠٠٥.

١١- المواقع الالكترونية:

أ- البنا، ياسر، "

١- www.islamonline.net
٢- www.sha3teely.com
٣- www.alhandasa.net
٤- www.tkne.net
٥- www.ul.ie

الملاحق

جدول رقم (١٣)
قيم معامل طبوغرافية الأرض (S_1)

الرقم	المكــــــــــــــان	المعامل (S_1)
١	جميع الأماكن خلافا لما هو وارد في ٢ ، ٣ من هــذا الجدول.	1.0
٢	الأماكن المعرضة للعواصف (شواطئ البحــار ، قمــم التلال).	1.1
٣	الأماكن المحمية من العواصف سواء بالتلال أو بالعناصر الثابتة الأخرى.	0.9

جدول رقم (١٤)

قيم المعامل (S_2) تبعا لفئات الأرض و أنواع البناء و الارتفاع فوق الأرض

الفئة د			الفئة جـ			الفئة ب			الفئة أ			فئات الأرض
جـ	ب	أ	جـ	ب	أ	جـ	ب	أ	جـ	ب	أ	نوع البناء الارتفاع (H) متر
0.47	0.52	0.56	0.55	0.60	0.64	0.63	0.67	0.72	0.73	0.78	0.83	3 أو أقل
0.50	0.55	0.60	0.60	0.65	0.70	0.70	0.74	0.79	0.78	0.83	0.88	5
0.58	0.62	0.67	0.69	0.74	0.78	0.83	0.88	0.93	0.90	0.95	1.00	10
0.64	0.69	0.74	0.78	0.83	0.88	0.91	0.95	1.00	0.94	0.99	1.03	15
0.70	0.75	0.79	0.85	0.90	0.95	0.94	0.98	1.03	0.96	1.01	1.06	20
0.79	0.85	0.90	0.92	0.97	1.01	0.98	1.03	1.07	1.00	1.05	1.09	30
0.89	0.93	0.97	0.96	1.01	1.05	1.01	1.06	1.10	1.03	1.08	1.12	40
0.94	0.98	1.02	1.00	1.04	1.08	1.04	1.08	1.12	1.06	1.10	1.14	50
0.98	1.02	1.05	1.02	1.06	1.10	1.06	1.10	1.14	1.08	1.12	1.15	60
1.03	1.07	1.10	1.06	1.10	1.13	1.09	1.13	1.17	1.11	1.15	1.18	80
1.07	1.10	1.13	1.09	1.12	1.16	1.12	1.16	1.19	1.13	1.17	1.20	100
1.10	1.13	1.15	1.11	1.15	1.18	1.14	1.18	1.21	1.15	1.19	1.22	120
1.12	1.15	1.17	1.13	1.17	1.12	1.16	1.19	1.22	1.17	1.20	1.24	140
1.14	1.17	1.19	1.15	1.18	1.21	1.18	1.21	1.24	1.19	1.22	1.25	160
1.16	1.19	1.20	1.17	1.20	1.23	1.19	1.22	1.25	1.20	1.23	1.26	180
1.18	1.21	1.22	1.18	1.21	1.24	1.21	1.24	1.26	1.21	1.24	1.27	200

جدول رقم (١٥)

قيم المعامل الإحصائي (S_3) حسب العمر المتوقع للمنشأ

المعامل (S_3)	نوع المنشـــــــــأ
1.00	١. جميع الأبنية التي تختلف عما سيرد في ٢ ، ٣، ٤
1.05	٢. جميع الأبنية ذات الأهمية الخاصة مثل المستشفيات.
0.95	٣. الأبنية أو المنشآت الأقل أهمية مثل المزارع والأبراج في المنـــاطق الحرجية.
0.83	٤. المنشآت التي تستعمل أثناء عملية الإنشاء مثل الطوبار والمنشآت المؤقتة.

جدول رقم (١١)

أحمل الثلوج

أحمل الثلج (كن/م٢)	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

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, $\bar{v}_s$ feet/second (m/s)	Standard Penetration Test, $\bar{N}$ [or $\bar{N}_{CH}$ for cohesionless soil layers] (blows/foot)	Undrained Shear Strength, $\bar{s}_u$ psf (kPa)
S_A	Hard Rock	> 5,000 (1,500)	—	—
S_B	Rock	2,500 to 5,000 (760 to 1,500)		
S_C	Very Dense Soil and Soft Rock	1,200 to 2,500 (360 to 760)	> 50	> 2,000 (100)
S_D	Stiff Soil Profile	600 to 1,200 (180 to 360)	15 to 50	1,000 to 2,000 (50 to 100)
S_E[1]	Soft Soil Profile	< 600 (180)	< 15	< 1,000 (50)
S_F	Soil Requiring Site-specific Evaluation. See Section 1629.3.1.			

[1]Soil Profile Type S_E also includes any soil profile with more than 10 feet (3048 mm) of soft clay defined as a soil with a plasticity index $PI > 20$, $w_{mc} \geq 40$ 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[1] FACTOR, I_p	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 5,000 persons Structures and equipment in power-generating stations, and other public utility facilities not included in Category 1 or Category 2 above, and required for continued operation	1.00	1.00	1.00
4. Standard occupancy structures[3]	All structures housing occupancies or having functions not listed in Category 1, 2 or 3 and Group U Occupancy towers	1.00	1.00	1.00
5. Miscellaneous structures	Group U Occupancies except for towers	1.00	1.00	1.00

[1]The limitation of I_p for panel connections in Section 1633.2.4 shall be 1.0 for the entire connector.
[2]Structural observation requirements are given in Section 1702.
[3]For anchorage of machinery and equipment required for life-safety systems, the value of I_p shall be taken as 1.5.

TABLE 16-N—STRUCTURAL SYSTEMS[1]

BASIC STRUCTURAL SYSTEM[2]	LATERAL-FORCE-RESISTING SYSTEM DESCRIPTION	R	Ω_o	HEIGHT LIMIT FOR SEISMIC ZONES 3 AND 4 (feet) × 304.8 for mm
1. Bearing wall system	1. Light-framed walls with shear panels			
	a. Wood structural panel walls for structures three stories or less	5.5	2.8	65
	b. All other light-framed walls	4.5	2.8	65
	2. Shear walls			
	a. Concrete	4.5	2.8	160
	b. Masonry	4.5	2.8	160
	3. Light steel-framed bearing walls with tension-only bracing	2.8	2.2	65
	4. Braced frames where bracing carries gravity load			
	a. Steel	4.4	2.2	160
	b. Concrete[3]	2.8	2.2	—
	c. Heavy timber	2.8	2.2	65
2. Building frame system	1. Steel eccentrically braced frame (EBF)	7.0	2.8	240
	2. Light-framed walls with shear panels			
	a. Wood structural panel walls for structures three stories or less	6.5	2.8	65
	b. All other light-framed walls	5.0	2.8	65
	3. Shear walls			
	a. Concrete	5.5	2.8	240
	b. Masonry	5.5	2.8	160
	4. Ordinary braced frames			
	a. Steel	5.6	2.2	160
	b. Concrete[3]	5.6	2.2	—
	c. Heavy timber	5.6	2.2	65
	5. Special concentrically braced frames			
	a. Steel	6.4	2.2	240
3. Moment-resisting frame system	1. Special moment-resisting frame (SMRF)			
	a. Steel	8.5	2.8	N.L.
	b. Concrete[4]	8.5	2.8	N.L.
	2. Masonry moment-resisting wall frame (MMRWF)	6.5	2.8	160
	3. Concrete intermediate moment-resisting frame (IMRF)[5]	5.5	2.8	—
	4. Ordinary moment-resisting frame (OMRF)			
	a. Steel[6]	4.5	2.8	160
	b. Concrete[7]	3.5	2.8	—
	5. Special truss moment frames of steel (STMF)	6.5	2.8	240
4. Dual systems	1. Shear walls			
	a. Concrete with SMRF	8.5	2.8	N.L.
	b. Concrete with steel OMRF	4.2	2.8	160
	c. Concrete with concrete IMRF[5]	6.5	2.8	160
	d. Masonry with SMRF	5.5	2.8	160
	e. Masonry with steel OMRF	4.2	2.8	160
	f. Masonry with concrete IMRF[3]	4.2	2.8	—
	g. Masonry with masonry MMRWF	6.0	2.8	160
	2. Steel EBF			
	a. With steel SMRF	8.5	2.8	N.L.
	b. With steel OMRF	4.2	2.8	160
	3. Ordinary braced frames			
	a. Steel with steel SMRF	6.5	2.8	N.L.
	b. Steel with steel OMRF	4.2	2.8	160
	c. Concrete with concrete SMRF[3]	6.5	2.8	—
	d. Concrete with concrete IMRF[3]	4.2	2.8	—
	4. Special concentrically braced frames			
	a. Steel with steel SMRF	7.5	2.8	N.L.
	b. Steel with steel OMRF	4.2	2.8	160
5. Cantilevered column building systems	1. Cantilevered column elements	2.2	2.0	35[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

[1]See Section 1630.4 for combination of structural systems.

[2]Basic structural systems are defined in Section 1629.6.

[3]Prohibited in Seismic Zones 3 and 4.

[4]Includes precast concrete conforming to Section 1921.2.7.

[5]Prohibited in Seismic Zones 3 and 4, except as permitted in Section 1634.2.

[6]Ordinary moment-resisting frames in Seismic Zone 1 meeting the requirements of Section 2211.6 may use a R value of 8.

[7] Total height of the building including cantilevered columns.

[8]Prohibited in Seismic Zones 2A, 2B, 3 and 4. See Section 1633.2.7.

TABLE 16-Q—SEISMIC COEFFICIENT C_a

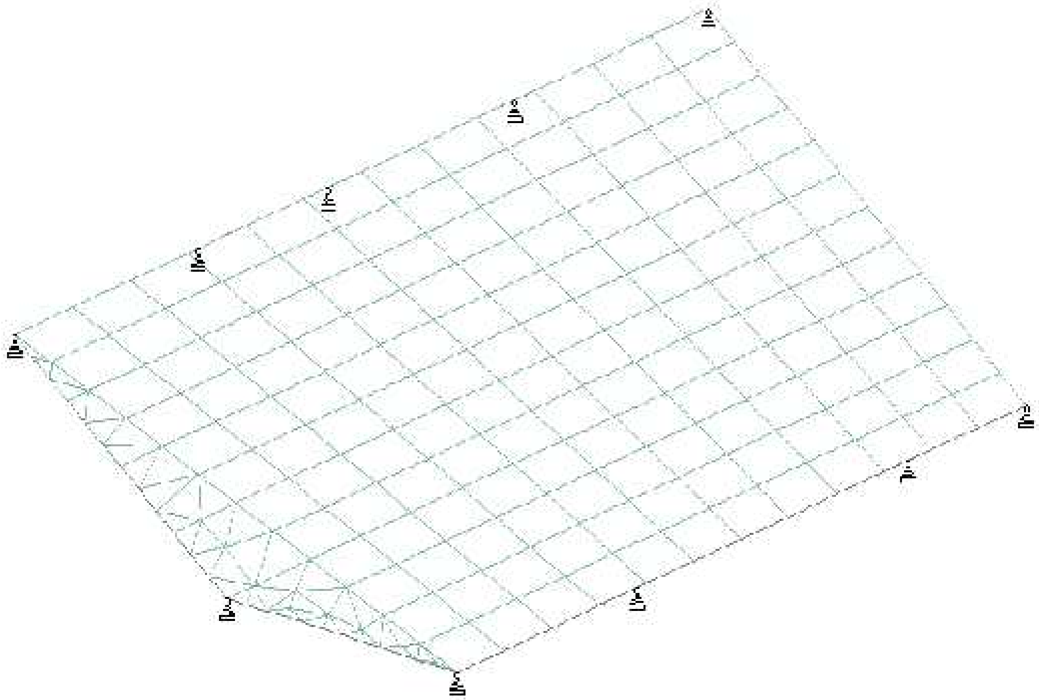
SOIL PROFILE TYPE	SEISMIC ZONE FACTOR, Z				
	$Z = 0.075$	$Z = 0.15$	$Z = 0.2$	$Z = 0.3$	$Z = 0.4$
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_a$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_a$
S_C	0.09	0.18	0.24	0.33	$0.40N_a$
S_D	0.12	0.22	0.28	0.36	$0.44N_a$
S_E	0.19	0.30	0.34	0.36	$0.36N_a$
S_F	See Footnote 1				

[1]Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis shall be performed to determine seismic coefficients for Soil Profile Type S_F.

TABLE 16-R—SEISMIC COEFFICIENT C_v

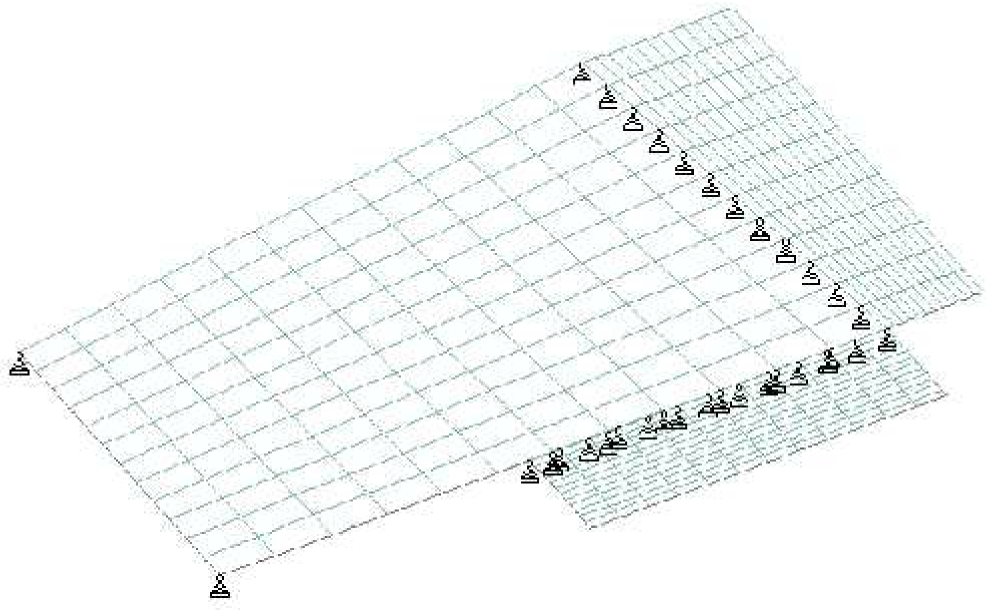
SOIL PROFILE TYPE	SEISMIC ZONE FACTOR, Z				
	$Z = 0.075$	$Z = 0.15$	$Z = 0.2$	$Z = 0.3$	$Z = 0.4$
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_v$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_v$
S_C	0.13	0.25	0.32	0.45	$0.56N_v$
S_D	0.18	0.32	0.40	0.54	$0.64N_v$
S_E	0.26	0.50	0.64	0.84	$0.96N_v$
S_F	See Footnote 1				

[1]Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis shall be performed to determine seismic coefficients for Soil Profile Type S_F.



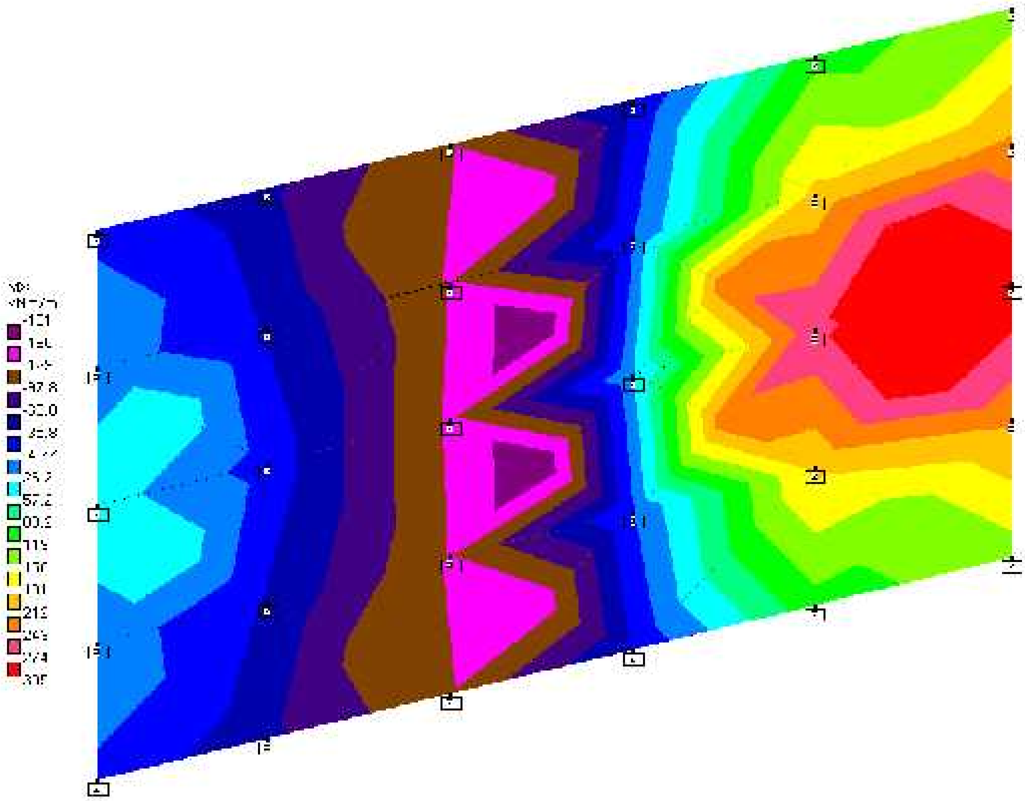
			Horizontal	Vertical	Horizontal	Resultant	Rotational		
	Node	L/C	X mm	Y mm	Z mm	mm	rX rad	rY rad	rZ rad
Max X	1	1 TOTAL LOA	**0.000**	0.000	0.000	0.000	-0.006	0.000	-0.002
Min X	1	1 TOTAL LOA	**0.000**	0.000	0.000	0.000	-0.006	0.000	-0.002
Max Y	30	1 TOTAL LOA	0.000	**0.094**	0.000	0.094	-0.012	0.000	0.000
Min Y	99	1 TOTAL LOA	0.000	**-47.116**	0.000	47.116	-0.000	0.000	-0.001
Max Z	1	1 TOTAL LOA	0.000	0.000	**0.000**	0.000	-0.006	0.000	-0.002
Min Z	1	1 TOTAL LOA	0.000	0.000	**0.000**	0.000	-0.006	0.000	-0.002
Max rX	5	1 TOTAL LOA	0.000	-0.000	0.000	0.000	**0.013**	0.000	0.001
Min rX	4	1 TOTAL LOA	0.000	-0.000	0.000	0.000	**-0.013**	0.000	-0.000
Max rY	1	1 TOTAL LOA	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.006	**0.000**	-0.002
Min rY	1	1 TOTAL LOA	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.006	**0.000**	-0.002
Max rZ	28	1 TOTAL LOA	0.000	-0.741	0.000	0.741	-0.012	0.000	**0.001**
Min rZ	203	1 TOTAL LOA	0.000	-0.676	0.000	0.676	-0.003	0.000	**-0.008**
Max Rst	99	1 TOTAL LOA	0.000	-47.116	0.000	**47.116**	-0.000	0.000	-0.001

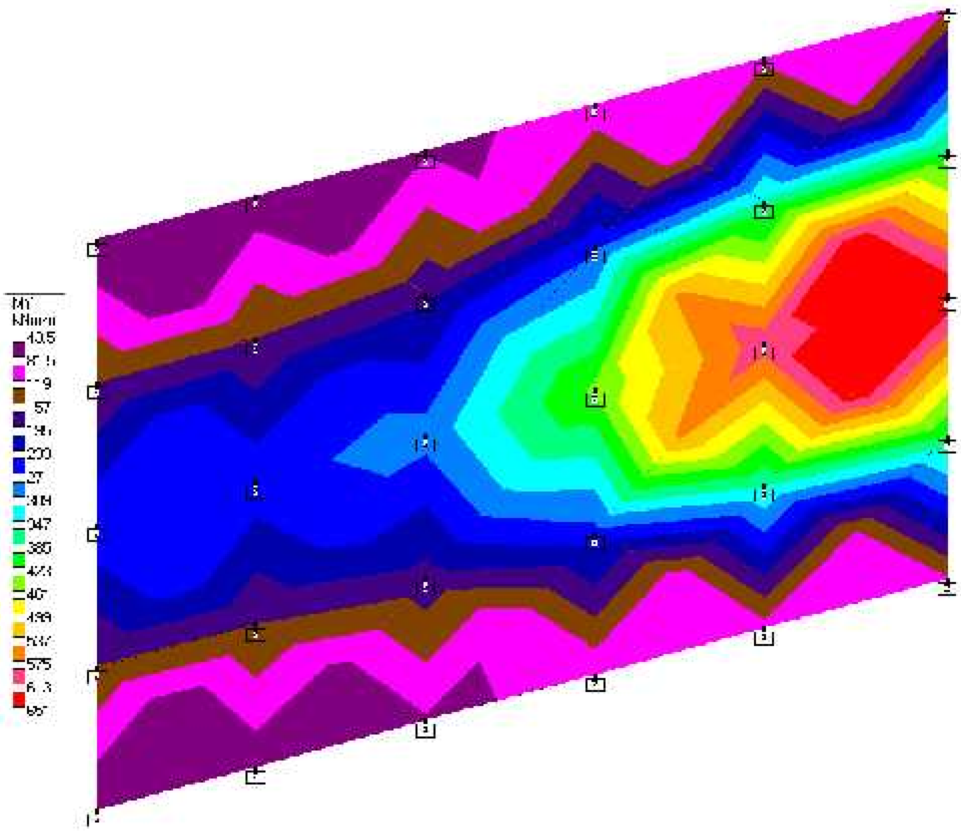
Displacement Values



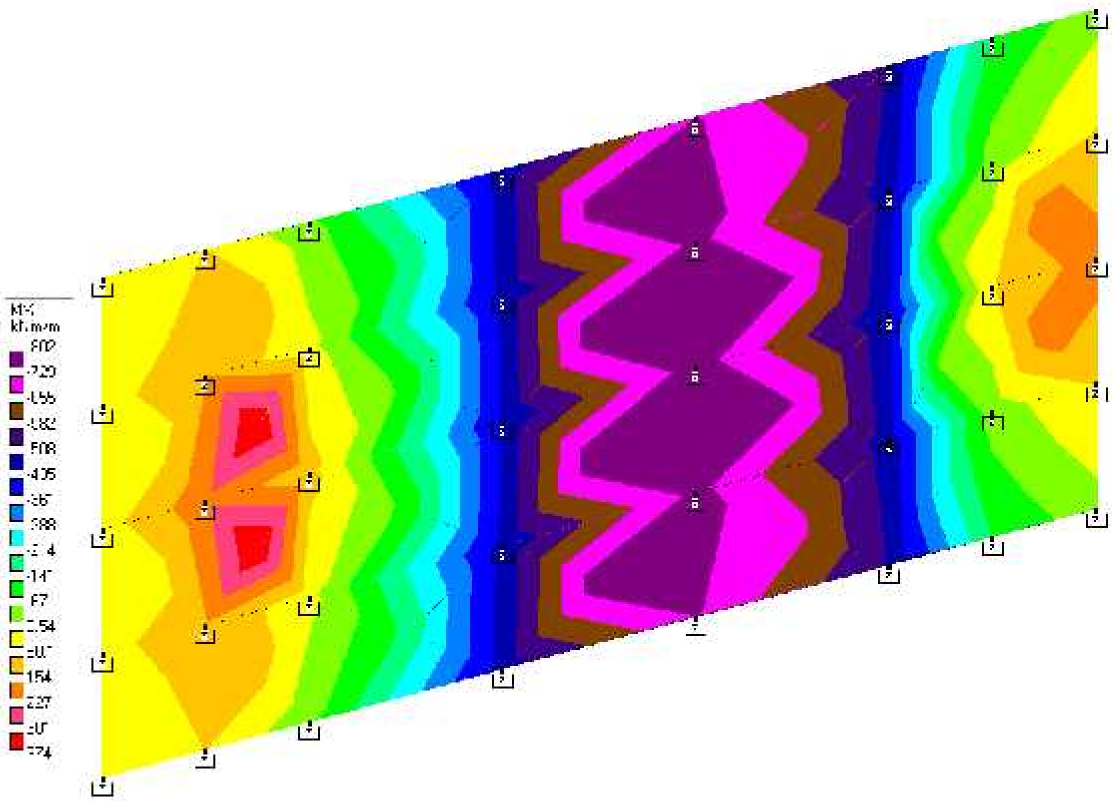
	Node	L/C	Horizontal X mm	Vertical Y mm	Horizontal Z mm	Resultant mm	Rotational rX rad	rY rad	rZ rad
Max X	1	1 TOTAL LOA	**0.000**	-0.000	0.000	0.000	-0.001	0.000	-0.001
Min X	1	1 TOTAL LOA	**0.000**	-0.000	0.000	0.000	-0.001	0.000	-0.001
Max Y	8	1 TOTAL LOA	0.000	**0.787**	0.000	0.787	-0.000	0.000	-0.000
Min Y	489	1 TOTAL LOA	0.000	**-5.909**	0.000	5.909	-0.001	0.000	-0.000
Max Z	1	1 TOTAL LOA	0.000	-0.000	**0.000**	0.000	-0.001	0.000	-0.001
Min Z	1	1 TOTAL LOA	0.000	-0.000	**0.000**	0.000	-0.001	0.000	-0.001
Max rX	474	1 TOTAL LOA	0.000	-0.337	0.000	0.337	**0.001**	0.000	-0.002
Min rX	370	1 TOTAL LOA	0.000	-1.583	0.000	1.583	**-0.002**	0.000	0.000
Max rY	1	1 TOTAL LOA	0.000	-0.000	0.000	0.000	-0.001	**0.000**	-0.001
Min rY	1	1 TOTAL LOA	0.000	-0.000	0.000	0.000	-0.001	**0.000**	-0.001
Max rZ	494	1 TOTAL LOA	0.000	-2.205	0.000	2.205	-0.000	0.000	**0.002**
Min rZ	4	1 TOTAL LOA	0.000	-0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	**-0.002**
Max Rst	489	1 TOTAL LOA	0.000	-5.909	0.000	**5.909**	-0.001	0.000	-0.000

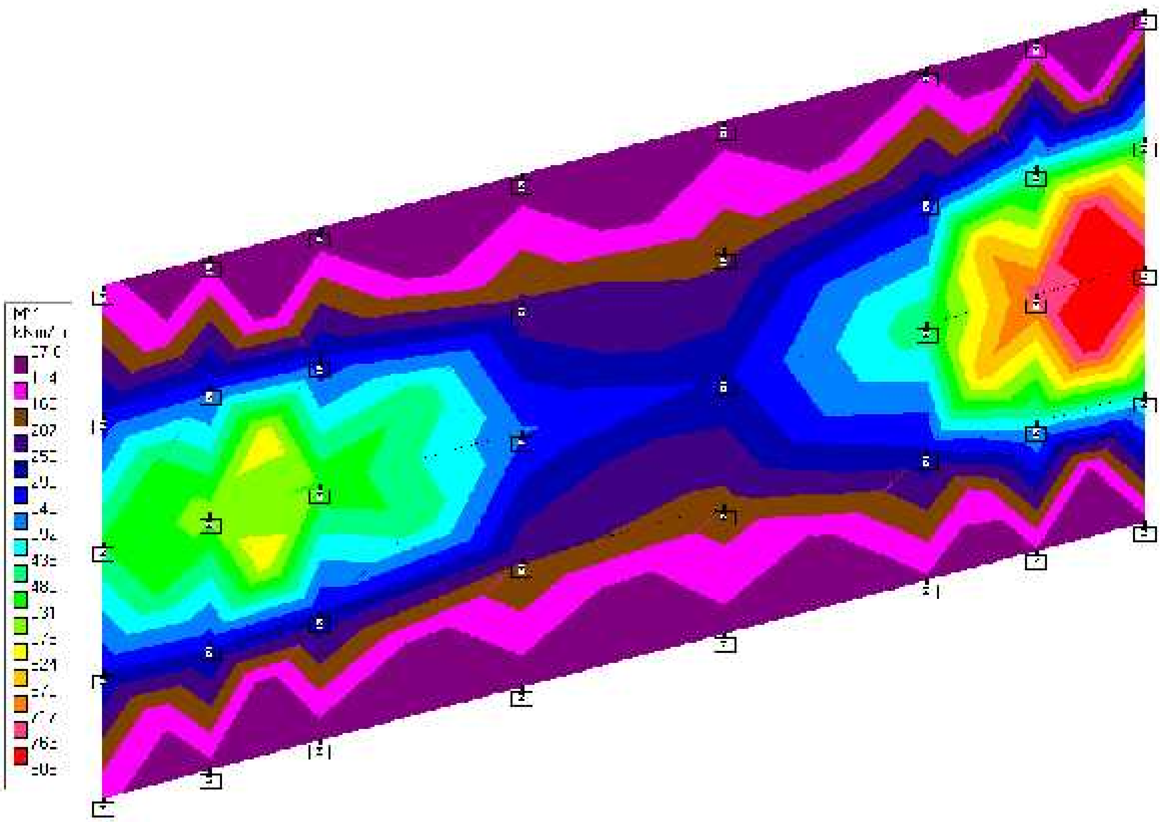
Displacement Values



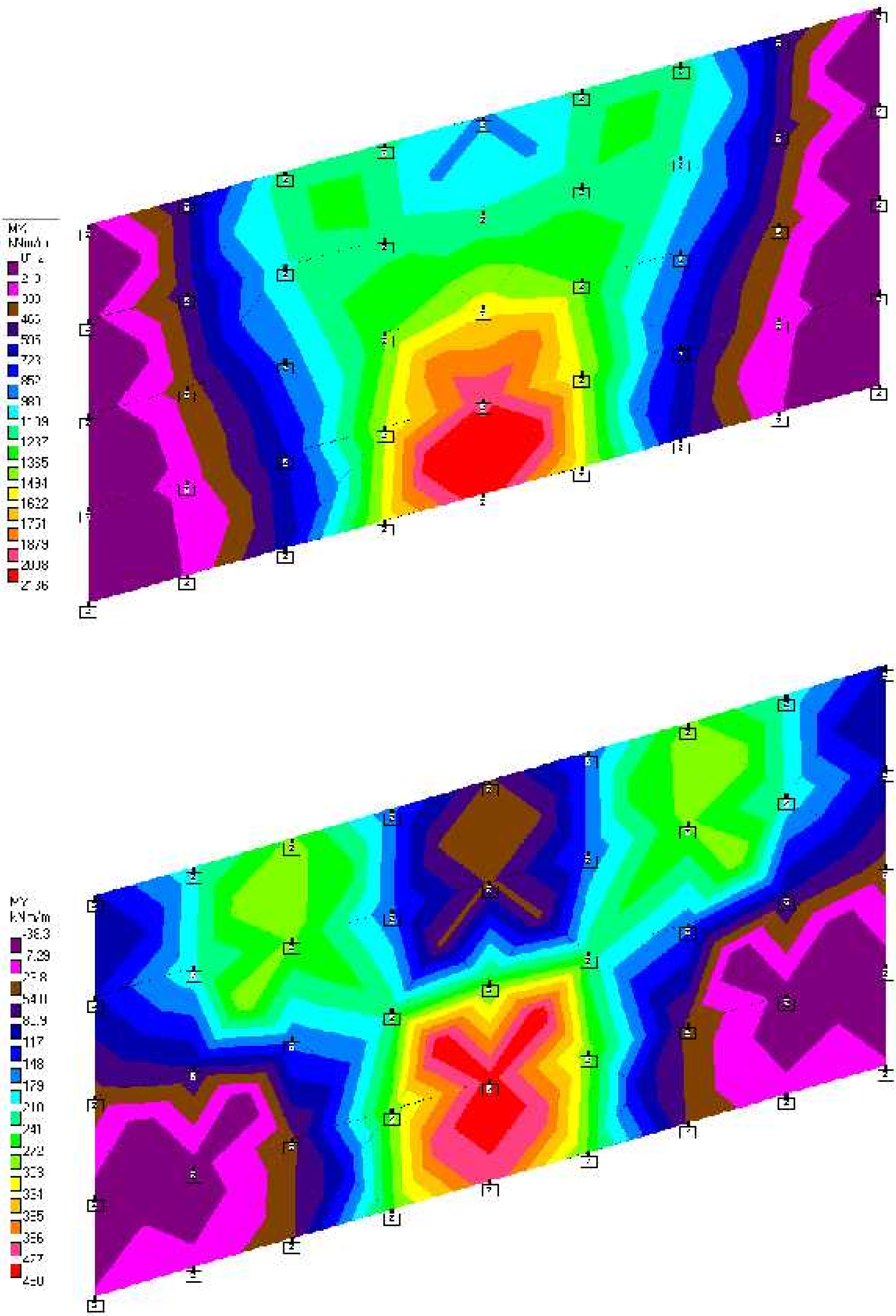


Combined Footing F(5,6) Moments

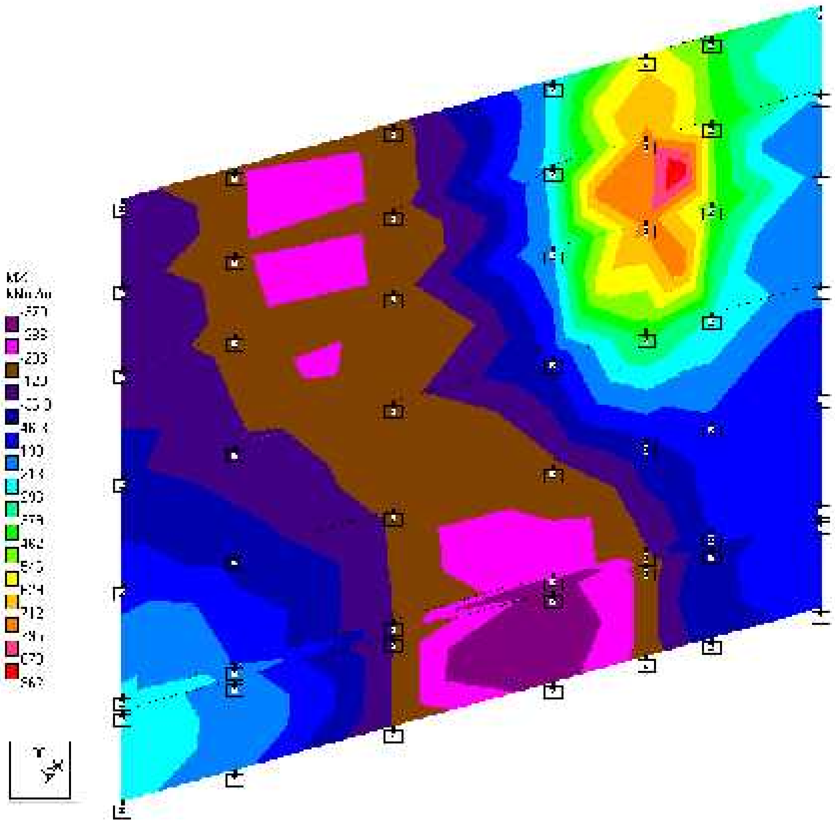


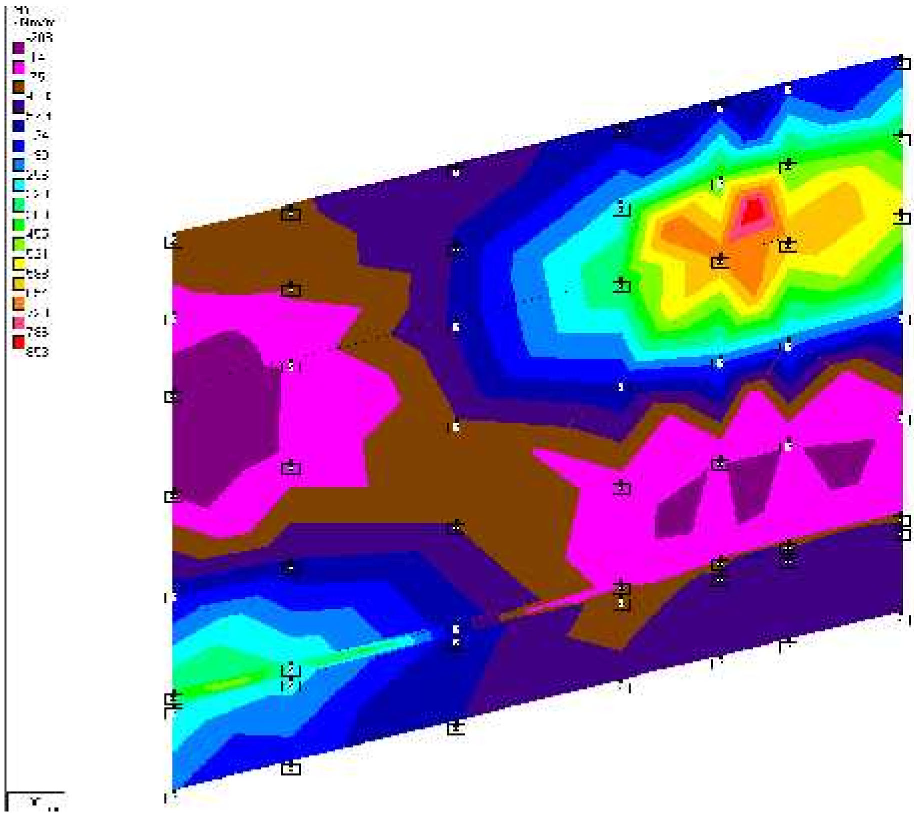


Combined Footing F(8,9) Moments

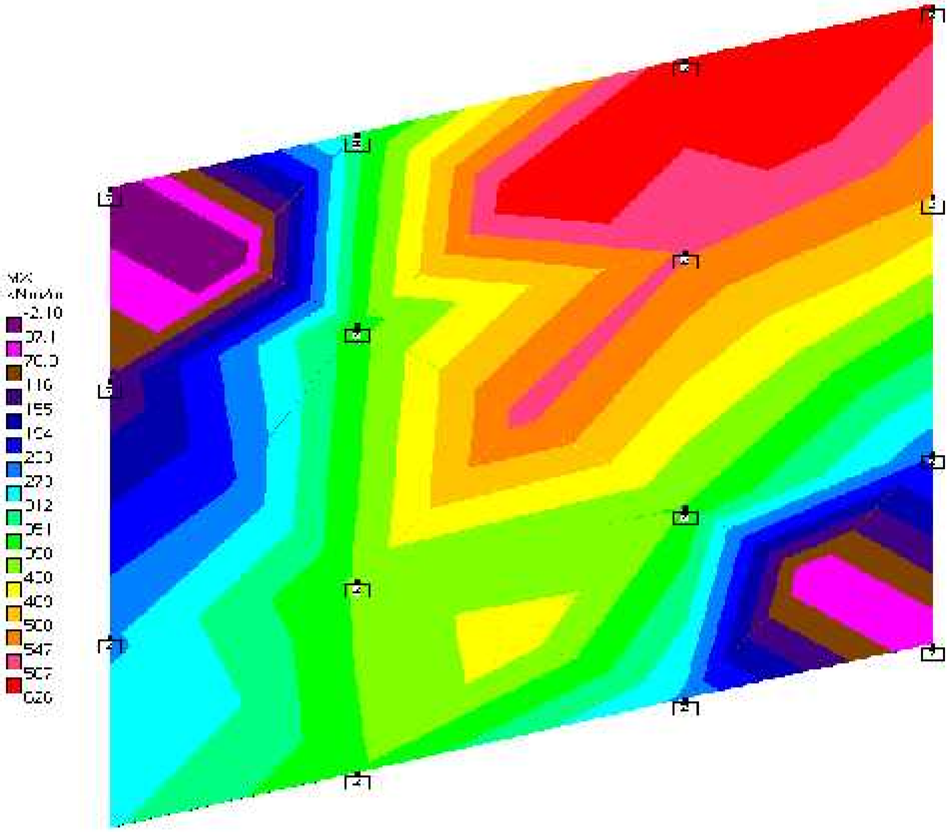


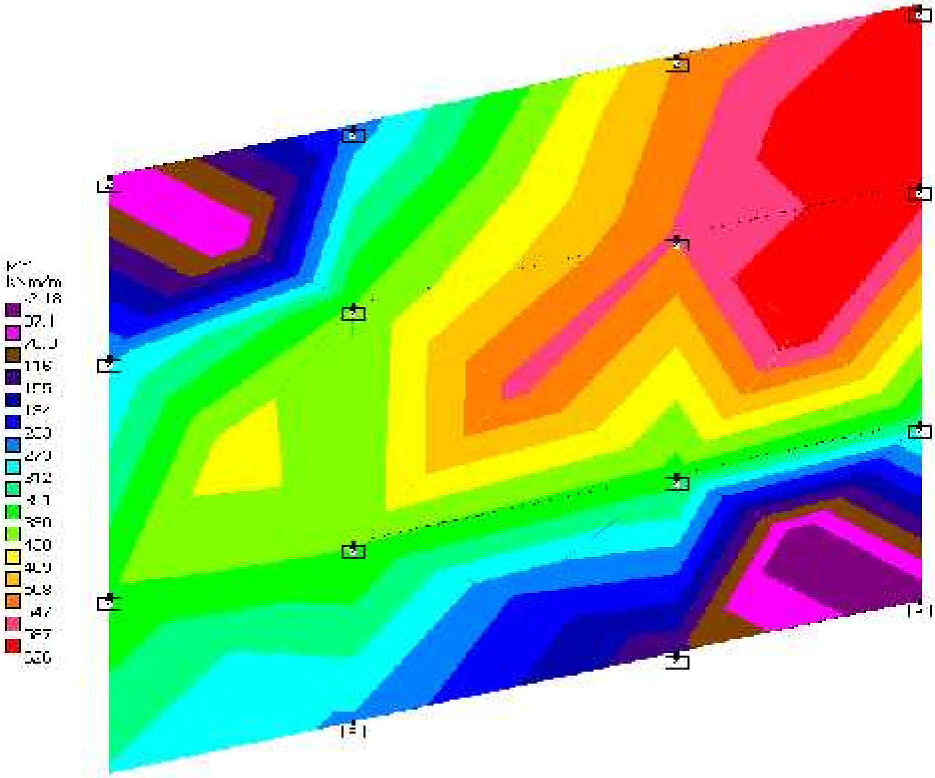
Mat Foundation F(26,27,28) Moments





Mat Foundation F(17,18,32) Moments





Combined Footing F(33.34) Moments