

CUADERNOS INTEMAC

Recomendaciones para el proyecto de muros de sótano sometidos a cargas verticales originadas por pilares de fachada

Recommendations for the design of basement walls subjected to vertical loads generated by facade pillars

Prof. Alvaro Peña Fritz
Dr. Ingeniero
Master en Mecánica de Suelos.
PhD. Engineering - MSc. Soil Mechanics

Prof. José Calavera Ruiz
Dr. Ingeniero de Caminos,
Canales y Puertos.
PhD., Civil Engineering

Prof. Manuel Llorens Alcón
Ingeniero de Caminos,
Canales y Puertos.
Civil Engineer



METIRE UT SCIAS

INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

N.º 62

2.º TRIMESTRE '06

INTEMAC



METRE UT SCIAS

INTEMAC

INSTITUTO TÉCNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

CONTROL DE PROYECTO

CONTROL DE OBRA

GARANTÍA DE CALIDAD

(O.C.T.) CONTROL PARA EL SEGURO DE DAÑOS

INFORMES DE PATOLOGÍA, REHABILITACIÓN Y REFUERZOS DE CONSTRUCCIONES

OBRAS PÚBLICAS
EDIFICACIÓN
INSTALACIONES



INTEMAC
A U D I T

AUDITORIA TÉCNICO-ECONÓMICA DE CONSTRUCCIONES

- ASESORÍA EN EL PLANTEAMIENTO Y EN LA CONTRATACIÓN DE LA OBRA
- SEGUIMIENTO DE COSTOS Y PLAZOS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN
- VALORACIONES DE TERRENOS, INMUEBLES Y CONSTRUCCIONES
- AUDITORÍAS DE TRABAJOS PARCIALES Y DE LIQUIDACIÓN DE LA OBRA



INTEMAC
E C O

AUDITORÍA TÉCNICA MEDIOAMBIENTAL

CONTROL DE IMPACTO AMBIENTAL

Obras Públicas
Edificación
Instalaciones

CONTROL DE CALIDAD AMBIENTAL

Aire
Agua
Ruido

AUDITORÍA MEDIOAMBIENTAL

ASESORAMIENTO EN MATERIA DE MEDIO AMBIENTE

RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO DE MUROS DE SÓTANO SOMETIDOS A CARGAS VERTICALES ORIGINADAS POR PILARES DE FACHADA

RECOMMENDATIONS FOR THE DESIGN OF BASEMENT WALLS SUBJECTED TO VERTICAL LOADS GENERATED BY FACADE PILLARS



Prof. Alvaro Peña Fritz
Dr. Ingeniero
Master en Mecánica de Suelos.
PhD. Engineering
MSc. Soil Mechanics



Prof. José Calavera Ruiz
Dr. Ingeniero de Caminos,
Canales y Puertos.
PhD., Civil Engineering
Intemac, S.A.



Prof. Manuel Llorens Alcón
Ingeniero de Caminos,
Canales y Puertos.
Civil Engineer
Acciona infraestructuras, S.A.

Copyright © 2006, INTEMAC

Todos los derechos reservados. Ninguna parte de esta publicación puede ser reproducida o distribuida de ninguna manera ni por ningún medio, ni almacenada en base de datos o sistema de recuperación, sin el previo permiso escrito del editor.

All rights reserved. No part of this publication may be reproduced or distributed in any form or by any means, or stored in a data base or retrieval system, without the prior written permission of the publisher.

ISSN 1133 - 9365

Depósito legal: M-49879-2004

Invoprint, s.l.

CONTENTS

1. INTRODUCTION
2. PURPOSE OF THE RESEARCH
3. STUDY OF BASEMENT WALL SENSITIVITY TO CALCULATION PROCEDURES AND SUPERSTRUCTURE-BASEMENT WALL-TERRAIN SYSTEM STIFFNESS
 - 3.1. ANALYSIS ASSUMING RIGID BODY BASEMENT WALLS AND UNIFORM TERRAIN RESPONSE
 - 3.2. TWO-DIMENSIONAL FINITE ELEMENT ANALYSIS OF BASEMENT WALLS AND TERRAIN RESPONSE CALCULATED WITH THE WINKLER METHOD
 - 3.3. THREE-DIMENSIONAL FINITE ELEMENT ANALYSIS OF BASEMENT WALLS
 - 3.4. ANALYSIS WITH DIFFERENT CALCULATION PROCEDURES, VARYING SUPERSTRUCTURE-BASEMENT WALL-TERRAIN SYSTEM STIFFNESS
 - 3.4.1. Forces generated in a 20-m basement wall, varying calculation method and superstructure and terrain stiffness
 - 3.4.2. Forces generated in a 40-m basement wall, varying calculation method and superstructure and terrain stiffness
 - 3.4.3. Forces generated in a 100-m basement wall, varying calculation method and superstructure and terrain stiffness
 - 3.5. FINITE ELEMENT THEORY-BASED STUDY OF BASEMENT WALL-TERRAIN INTERACTION, VARYING COMPONENT STIFFNESS
 - 3.5.1. Resultant forces in a 20-m long basement wall on soft terrain, for different superstructure stiffness conditions
 - 3.5.2. Resultant forces in a 20-m long basement wall on hard terrain, for different superstructure stiffness conditions
 - 3.5.3. Resultant forces in a 40-m long basement wall on medium terrain, for different superstructure stiffness conditions
 - 3.5.4. Resultant forces in a basement wall on soft terrain with case 1 superstructure stiffness, for different wall lengths
 - 3.5.5. Resultant forces in a 20-m basement wall on soft terrain with case 2 superstructure stiffness, for different terrain stiffness conditions
 - 3.6. TABLES FOR DETERMINING LONGITUDINAL DEFLECTION IN BASEMENT WALLS WITH DIFFERENT SUPERSTRUCTURE-BASEMENT WALL-TERRAIN SYSTEM STIFFNESS CONDITIONS
 - 3.7. APPROXIMATE METHOD RECOMMENDED FOR DETERMINING THE SUPPLEMENTARY BASEMENT WALL REINFORCEMENT REQUIRED TO ABSORB THE LONGITUDINAL MOMENTS GENERATED
4. EFFECT OF LOCAL LOADS ON A BASEMENT WALL
 - 4.1. PROCEDURES TO DETERMINE THE STRESS GENERATED BY LOCAL LOADS
 - 4.2. RECOMMENDATIONS FOR REINFORCING BASEMENT WALLS TO ACCOMMODATE VERTICAL LOADS
 - 4.2.1. Finite element-based-analysis
 - 4.2.2. Simplified method
 - 4.2.3. Strut and tie method applied to the vertical loads on basement walls
5. FINAL CONCLUSIONS
 - 5.1. STUDY OF THE WALL AS A LONGITUDINAL BEAM
 - 5.2. LOCAL EFFECT OF COLUMN LOADS
6. REFERENCES

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN
 2. OBJETIVO DE LA INVESTIGACIÓN
 3. ESTUDIO DE LA SENSIBILIDAD DE LOS MUROS DE SÓTANO, EN FUNCIÓN DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO Y DE LAS RIGIDECES DEL CONJUNTO SUPERESTRUCTURA-MURO DE SÓTANO-TERRENO.
 - 3.1. ANÁLISIS DE LOS MUROS DE SÓTANO COMO CUERPO RÍGIDO Y RESPUESTA UNIFORME DEL TERRENO.
 - 3.2. ANÁLISIS BIDIMENSIONAL DE LOS MUROS DE SÓTANO POR ELEMENTOS FINITOS Y RESPUESTA DEL TERRENO SEGÚN EL MÉTODO DE WINKLER.
 - 3.3. ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL DE LOS MUROS DE SÓTANO, MEDIANTE EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS.
 - 3.4. ESTUDIO DE LA INTERACCIÓN SUPERESTRUCTURA-MURO DE SÓTANO-TERRENO, EN FUNCIÓN DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO Y DE LAS RIGIDECES DEL CONJUNTO SUPERESTRUCTURA-MURO DE SÓTANO-TERRENO.
 - 3.4.1. Comparación de los esfuerzos generados en un Muro de Sótano de longitud 20 m, en función de los métodos de cálculo y la variación de rigideces en la superestructura y el terreno.
 - 3.4.2. Comparación de los esfuerzos generados en un Muro de Sótano de longitud 40 m, en función de los métodos de cálculo y la variación de rigideces en la superestructura y el terreno.
 - 3.4.3. Comparación de los esfuerzos generados en un Muro de Sótano de longitud 100 m, en función de los métodos de cálculo y la variación de rigideces en la superestructura y el terreno.
 - 3.5. ESTUDIO DE LA INTERACCIÓN SUPERESTRUCTURA-MURO DE SÓTANO-TERRENO, EN FUNCIÓN DE LAS RIGIDECES RESPECTIVAS, SEGÚN EL MÉTODO BASADO EN LA TEORÍA DE LOS ELEMENTOS FINITOS.
 - 3.5.1. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 20 m y terreno blando, en función de la variación de rigideces en la superestructura.
 - 3.5.2. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 20 m y terreno duro, en función de la variación de rigideces en la superestructura.
 - 3.5.3. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 40 m y terreno Medio, en función de la variación de rigideces en la superestructura.
 - 3.5.4. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de rigidez en la superestructura caso 1 y terreno blando, en función de la variación de longitud.
 - 3.5.5. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 20 m y rigidez en la superestructura caso 2, en función de la variación de rigidez del terreno.
 - 3.6. TABLAS PARA LA DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS DE FLEXIÓN LONGITUDINAL DE LOS MUROS DE SÓTANO EN FUNCIÓN DE LAS RIGIDECES DEL CONJUNTO SUPERESTRUCTURA-MURO DE SÓTANO-TERRENO.
 - 3.7. MÉTODO APROXIMADO RECOMENDADO PARA LA DETERMINACIÓN DE LAS ARMADURAS SUPLEMENTARIAS A DISPOSICIÓN EN LOS MUROS DE SÓTANO PARA ABSORBER LOS MOMENTOS LONGITUDINALES GENERADOS.
4. EFECTO DE LAS CARGAS LOCALES SOBRE UN MURO DE SÓTANO.
 - 4.1. PROCEDIMIENTOS PARA DETERMINAR LAS TENSIONES PRODUCIDAS POR LAS CARGAS LOCALIZADAS.
 - 4.2. RECOMENDACIONES DE ARMADO PARA LA ACCIÓN DE CARGAS VERTICALES SOBRE UN MURO DE SÓTANO.
 - 4.2.1. Estudio basado en el análisis con elementos finitos.
 - 4.2.2. Método simplificado
 - 4.2.3. Método de bielas y tirantes aplicado a la acción de cargas verticales sobre un muro de sótano.
5. CONCLUSIONES FINALES.
 - 5.1. ESTUDIO DEL MURO COMO VIGA LONGITUDINAL.
 - 5.2. EFECTO LOCAL DE LAS CARGAS DE LOS PILARES.
6. BIBLIOGRAFÍA.

ABSTRACT

As a general rule in basement wall design, the only reinforcement justified is the vertical steel in the outer and inner walls, based on the elastic calculation of the forces generated by external live loads and the thrust from the terrain and water outside the building.

Wall analysis along the longitudinal plane, focusing on the loads to be transmitted from the top of the wall to the terrain through its foundations, is seldom addressed in the literature and as a result is not usually included in the calculations annexed to building designs.

Much the same may be said of the local effect of columns resting on walls and the stiffness-mediated interaction among the various elements involved, namely superstructure, basement wall, foundations and terrain. Such effects are not usually explicitly considered in structural engineering.

All such analyses may call for supplementary reinforcements not envisaged in the design. Consequently, the reinforcing steel provided to counter shrinkage and variations in temperature ultimately absorb part of these forces not conventionally analyzed in structural design.

The present study, which constitutes the PhD. thesis authored by ALVARO PEÑA FRITZ (14), under the supervision of JOSÉ CALAVERA RUIZ and mentoring of MANUEL LLORENS ALCÓN, aims to close this gap in basement wall design. The approach adopted consisted in analyzing the sensitivity of such walls to variations in superstructure, basement wall and terrain stiffness, in an attempt to obtain tables and practical recommendations for determining the supplementary reinforcement required to cover these needs.

1. INTRODUCTION

The three essential elements for good performance in any civil works of whatever nature are superstructure, foundations and terrain, the third ordinarily being the most readily deformable of the three. The stress and strain generated in the terrain by the action exerted by the foundations in turn induces stress and strain in the superstructure, which must be maintained within tolerable limits to ensure good building performance.

In basement walls, the superstructure comprises the wall itself and the framework of beams and columns it supports. Conveying the building loads to the terrain, the basement wall and foundations constitute the vehicle for transmitting actions and reactions between structure and terrain. Generally speaking, due to the shallow depth of the footing compared to the height of the wall and the work monolithically performed by the two, the stiffness of the foundation as an independent member has no practical impact on the generation of longitudinal forces. Rather, in the interaction study the wall-foundation system acts as a single unit whose depth is equal to the height of the wall plus the depth of the footing. Moreover, as basement walls lie below grade where they are in contact with the terrain, they are exposed to a wide variety of actions.

2. PURPOSE OF THE RESEARCH

- To analyze the various existing design procedures and methods for basement walls receiving vertical loads transmitted by facade columns resting on their topside.
- To study and quantify the sensitivity of the various calculation methods in terms of superstructure, foundation and terrain stiffness, determining the least favourable combinations from the standpoint of the forces generated across the longitudinal plane of the wall.
- To analyze the effect of wall length on the generation of such forces, addressing three cases: with 20-, 40- and 100-metre spacing between expansion joints.
- To study the local effect of the vertical action of facade columns on basement walls, using different procedures to determine the supplementary reinforcement needed or recommended at the top of the wall.

RESUMEN

En el proyecto de los muros de sótano de los edificios suele ser usual justificar tan solo las armaduras verticales del trasdós y del intradós, mediante el cálculo elástico de los esfuerzos generados por la acción de los empujes de tierras, sobrecargas externas y empujes de agua exteriores al edificio.

El análisis de los muros en su plano longitudinal, recogiendo las cargas en su coronación y transmitiéndolas al terreno a través de la cimentación del muro, no suele ser apenas tratado en la literatura técnica y consecuentemente tampoco suele figurar en los anejos de cálculo de los proyectos.

Otro tanto puede decirse del efecto local del apoyo de los pilares en los muros y de la interacción en función de las rigideces respectivas de los distintos elementos que intervienen en el problema, como son la superestructura, el muro de sótano, el cimiento y el terreno, efectos que tampoco suelen ser considerados específicamente en los cálculos.

Todos estos tipos de análisis pueden dar lugar a armaduras suplementarias no contempladas en los proyectos, siendo las armaduras de retracción y temperatura, dispuestas por otros motivos, las que deben encargarse en la realidad de absorber parte de estos esfuerzos no analizados convencionalmente en los proyectos.

Con objeto de llenar este vacío existente para el diseño de los muros de sótano, se ha planteado, pues, esta investigación, que ha constituido la tesis doctoral de D. ALVARO PEÑA FRITZ (14), en la que el profesor D. JOSE CALAVERA RUIZ ha sido su Director y D. MANUEL LLORENS ALCON ha actuado como asesor, analizando la sensibilidad de dichos muros frente a la variación de las rigideces respectivas de la superestructura, del muro de sótano y del terreno, tratando de obtener tablas y recomendaciones prácticas para la determinación de las armaduras suplementarias necesarias por estos conceptos.

1. INTRODUCCIÓN

En cualquier tipo de obra civil intervienen tres elementos que resultan fundamentales para el buen comportamiento de la obra, como son la superestructura, la cimentación y el terreno, siendo este último el que suele ser el más deformable de los tres. Como consecuencia de la acción ejercida por el cimiento, se generan en el terreno tensiones y deformaciones que inducen a su vez otras en la superestructura, las cuales deben quedar dentro de los límites tolerables para garantizar un buen funcionamiento del edificio.

En el caso de los muros de los sótanos, la superestructura está constituida por el propio muro y por el entramado de vigas y pilares que se apoyan sobre él. A su vez el muro de sótano y su cimiento son los encargados de transferir al terreno las cargas del edificio y actúan por tanto como elementos de transmisión de acciones y reacciones entre estructura y terreno. En general, y debido al pequeño valor del canto de la zapata con relación a la altura del muro y a su trabajo como conjunto monolítico, la rigidez del cimiento como elemento independiente no influye a efectos prácticos en la generación de esfuerzos en el plano longitudinal, interviniendo en el estudio de interacción el conjunto muro-cimiento con un canto total igual a la altura del muro más el canto de la zapata. Por otra parte, los muros de los sótanos son una parte de la estructura de los edificios que, por estar enterrada y en contacto con el terreno, se encuentra solicitada a muy distintos tipos de acciones.

2. OBJETIVO DE LA INVESTIGACIÓN

- Analizar los distintos procedimientos y métodos de cálculo existentes para el caso de un muro de sótano que recibe en su coronación las cargas verticales de los pilares de fachada.
- Estudiar y cuantificar la sensibilidad de los distintos métodos de cálculo en función de las rigideces de la superestructura, cimentación y del terreno, determinando las combinaciones más desfavorables a efectos de los esfuerzos generados en el muro en su plano longitudinal.
- Analizar la influencia de la longitud de los muros en la generación de estos esfuerzos, considerando a estos efectos tres casos, con separaciones entre juntas de dilatación de 20, 40 y 100 metros.
- Estudiar localmente la influencia de la acción vertical de los pilares de fachada en los muros de sótanos, considerando distintos procedimientos, para determinar las armaduras suplementarias a disponer en su coronación.

- To deduce expressions and practical recommendations for the simplified estimation of the longitudinal forces generated in the wall, where the input variables are superstructure, foundation and terrain stiffness.

3. STUDY OF BASEMENT WALL SENSITIVITY TO CALCULATION PROCEDURES AND SUPERSTRUCTURE-BASEMENT WALL-TERRAIN SYSTEM STIFFNESS

This Chapter deals with superstructure-basement wall-terrain system interactions and the direct impact of the existing calculation methods and variations in stiffness on the design of basement walls as foundation beams.

The case study used here consists in the superstructure for a 10-storey building with columns spaced at five metres and a storey height of three metres. Four types of structures were defined to analyze the effect of superstructure stiffness, ranging from beams two metres deep and 0.50*0.50-m columns (to simulate a very stiff superstructure) to soffit beams 0.25 m deep and columns measuring 0.30*0.30 m (to simulate a very flexible superstructure).

The existence of the two walls perpendicular to and positioned at either end of the one studied, in keeping with the perimeter layout of most basements, was disregarded here, for they would modify the forces generated by affording continuity – not present in the model studied but obviously existing in real structures. From this standpoint, the analysis furnishes more precise information on the intermediate than the end spans of wall.

The standard actions defined as the loads affecting the superstructure were as follows:

- Floor/ceiling slab self-weight :250 kg/m²
- Flooring :100 kg/m²
- Live loads :200 kg/m²
- Partitions :100 kg/m²
- Total load on foundations :650 kg/m²

Facade: A heavy type facade (such as precast concrete cladding) was assumed, weighing 1.2 tonne/m.

The types of superstructure analyzed were:

- **Superstructure stiffness, Case 1**
Beams: 0.25*2.0 m (width x depth)
Columns: 0.5*0.5 m
- **Superstructure stiffness, Case 2**
Beams: 0.25*1.0 m
Columns: 0.4*0.4 m
- **Superstructure stiffness, Case 3**
Beams: 0.25*0.6 m
Columns: 0.35*0.35 m
- **Superstructure stiffness, Case 4**
Beams: 0.40*0.25 m
Columns: 0.3*0.3 m

Neither beam nor column self-weight was included to rule out the effect of this parameter on terrain pressure distribution, so that sensitivity to stiffness would be the only factor analyzed.

The characteristics of the concrete chosen were as specified in the Spanish structural concrete code (EHE).

- Design characteristic strength (f_{ck}): 25 MPa
- Modulus of drying elasticity E_j : $8500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm,j}}$, where $f_{cm} = f_{ck} + 8$ in N/mm^2
- Poisson's coefficient (ν): 0,2
- Density (γ): 2.5 t/m³

The "parabola-rectangle" diagram recommended by the EHE code (12) was used to calculate the ultimate limit state of sections subjected to normal stress:

- Deducir expresiones y recomendaciones prácticas que permitan estimar de una manera simplificada los esfuerzos longitudinales generados en el plano del muro, en función de las rigideces de la superestructura, cimiento y terreno.

3. ESTUDIO DE LA SENSIBILIDAD DE LOS MUROS DE SÓTANO, EN FUNCIÓN DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO Y DE LAS RIGIDECES DEL CONJUNTO SUPERESTRUCTURA-MURO DE SÓTANO-TERRENO.

En este Apartado estudiaremos la interacción del conjunto superestructura-muro de sótano-terreno, con relación a los métodos de cálculo existentes y a la variación de rigideces, que influyen directamente en el diseño de un muro de sótano como viga de cimentación.

Para la aplicación de este estudio hemos considerado una superestructura que represente a un edificio de 10 plantas, con una separación de pilares de 5 m y una altura entre plantas de 3 m. Para analizar la influencia de rigidez de la superestructura en el estudio, se han adoptado cuatro tipos de estructuras, desde vigas de 2 m de canto y pilares de 0,50 * 0,50 (simulando una superestructura muy rígida) a vigas planas de 0,25 m de canto y pilares de 0,30 * 0,30 (simulando una superestructura muy flexible).

En el presente estudio no se ha considerado la existencia en los extremos de los muros perpendiculares que usualmente conforman el perímetro del sótano, que modificarían los esfuerzos generados en los vanos extremos, proporcionando una continuidad que no presenta el modelo estudiado y que sí existe evidentemente en la realidad. A estos efectos el análisis realizado proporciona una información más precisa para los vanos interiores.

Las acciones tipo consideradas a efectos de cargas para la superestructura son las siguientes:

- Peso propio del forjado : 250 kg/m²
- Pavimento : 100 kg/m²
- Sobrecarga de uso : 200 kg/m²
- Sobrecarga de tabiquería : 100 kg/m²
- Carga total en cimentación : 650 kg/m²

Fachada: Se considera una fachada de tipo pesado (piezas prefabricadas de hormigón p.e) con una carga de 1,2 ton/m.

Los casos de superestructura analizados son:

- **Rigidez Superestructura Caso 1.**
Vigas: 0,25 * 2,0 m (ancho x canto)
Pilares: 0,5 * 0,5 m
- **Rigidez Superestructura Caso 2.**
Vigas: 0,25 * 1,0 m
Pilares: 0,4 * 0,4 m
- **Rigidez Superestructura Caso 3.**
Vigas: 0,25 * 0,6 m
Pilares: 0,35 * 0,35 m
- **Rigidez Superestructura Caso 4.**
Vigas: 0,40 * 0,25 m
Pilares: 0,3 * 0,3 m

No se han considerado los pesos propios de las vigas y pilares, para que estos no afecten a la distribución de presiones del terreno y sea solo su rigidez el factor a sensibilizar.

Las características del hormigón adoptadas se definen de acuerdo a la Instrucción Española de Hormigón Estructural EHE.

- Resistencia característica de proyecto (f_{ck}): 25 MPa
- Modulo de elasticidad secante E_j : $8500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm,j}}$, donde se adoptará que $f_{cm} = f_{ck} + 8$ en N/mm²
- Coeficiente de Poisson (ν): 0,2
- Densidad (γ): 2,5 t/m³

Para el cálculo de secciones sometidas a solicitaciones normales, en los Estados Límite Últimos, se adoptará el diagrama parábola rectángulo recomendado por la Instrucción EHE (12):

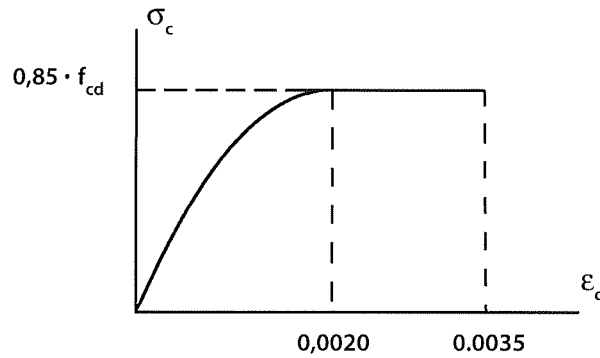


Figure 1. Parabola-rectangle diagram.

The foundations considered in the study comprise two members:

a) Footing

Footing dimensions were kept constant throughout: 0.60 m deep by 1.5 m wide along the entire length of the wall. Building material characteristics were similar to the specifications defined for the superstructure.

b) Basement wall

Basement walls link the superstructure to the foundations, vesting the latter with enormous stiffness along the plane of the walls.

The existing legislation on structural engineering and dimensioning for buildings generally stipulates that the spacing between expansion joints may not exceed 40 to 50 m unless provision is made in the design for shrinkage and temperature effects.

Hence, in areas where temperatures range widely, building expansion joints are usually placed at 20- to 25-m intervals.

By contrast, there is a certain tendency at this time to build the floor/ceiling slabs in large basement areas with no joints whatsoever, to avoid the special treatment required in intermediate joints and enhance the transmission through the slab of terrain thrust from one side of the building to the other. In such cases buildings are designed with joints spaced at distances of 100 m or more.

Three basement wall lengths – 20, 40 and 100 m – were analyzed in this study to analyze the effect of expansion joint spacing on the forces generated in the wall.

The object of study in all cases was a single basement wall measuring 3.0 m high by 0.30 m wide (see Figure 2) and built with materials similar to those described for the superstructure.

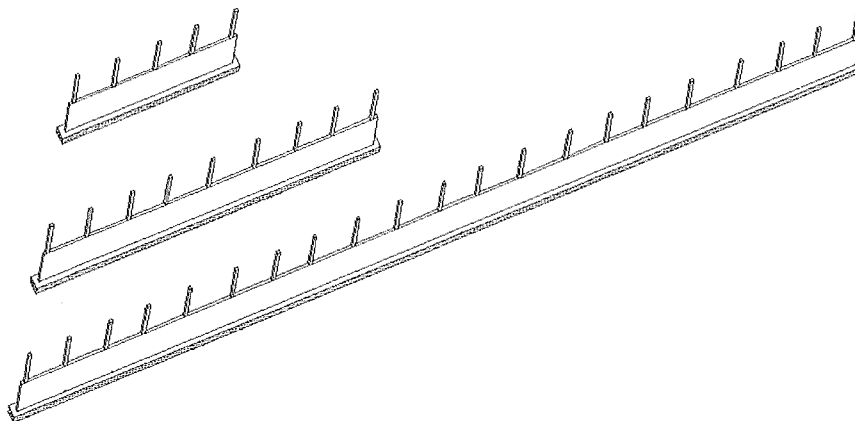


Figure 2. Foundations adopted: 0.60- x 1.5-m footing and basement wall measuring 3.00 m high x 0.30 m wide and 20, 40 or 100 m long. Columns spaced at 5-m intervals.

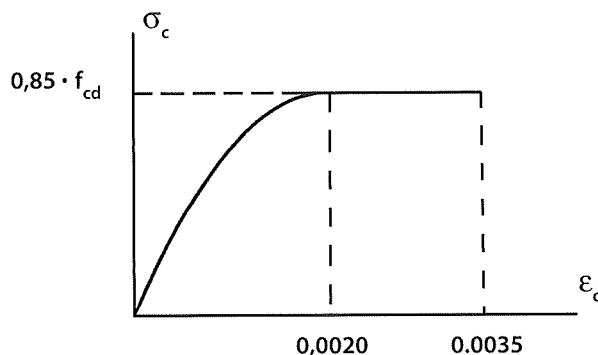


Figura 1. Diagrama de cálculo parábola-rectángulo

La cimentación considerada en el estudio, se compone de dos elementos:

a) Zapata.

Esta tendrá siempre las mismas dimensiones, y será de 0,60 m de canto y 1,5 m de ancho en toda la longitud del muro. Las características de los materiales son similares a las de la superestructura.

b) Muro de sótano.

El muro de sótano sirve de enlace entre la superestructura y la cimentación, proporcionando a la cimentación una gran rigidez en el plano del mismo.

En la actualidad, las distintas normativas que se refieren al cálculo y dimensionamiento de las estructuras de edificación, suelen establecer límites entre 40 a 50 m entre juntas de dilatación, para que no sea necesaria la consideración del efecto de retracción y temperatura en el cálculo estructural.

De esta forma suele ser usual la disposición de juntas de dilatación en las estructuras de edificios en zonas de grandes cambios térmicos a distancias entre 20 y 25 m.

Por otra parte existe la tendencia actual de que en los edificios que poseen grandes superficies en las plantas de los sótanos, se construyan los forjados sin ningún tipo de juntas, con objeto de evitar el tratamiento especial de las juntas intermedias y un mejor comportamiento de los forjados en la transmisión de los empujes de tierras de uno al otro lado del edificio. Así se proyectan actualmente edificios con distancias entre juntas de 100 m ó mayores.

Con objeto de analizar la influencia de la separación de las juntas de dilatación en los esfuerzos generados en el muro, se han considerado en este estudio tres tipos de longitudes de muros de sótano, correspondientes a 20 m, 40 m y 100 m.

Para todos los casos se considera un muro de un solo sótano, con una altura de 3,0 m y ancho de 0,30 m (ver Figura 2) y unas características de los materiales similares a las de la superestructura.

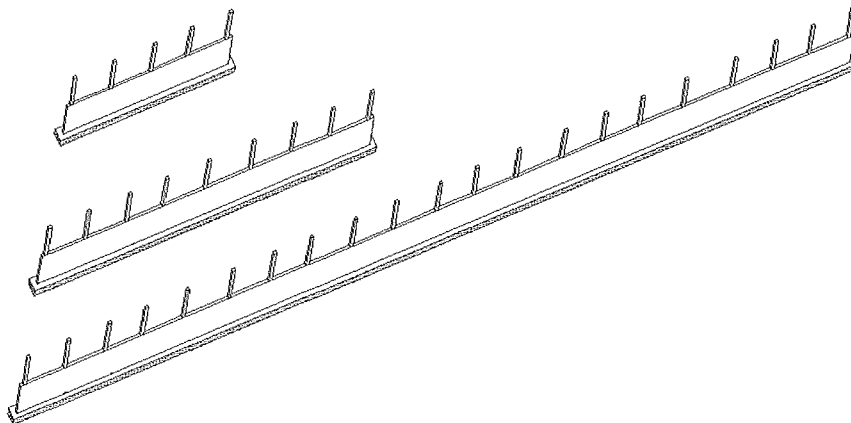


Figura 2. Cimentación adoptada. Zapata de 0,60 x 1,50 m y muro de sótano de sección 3,00 x 0,30 m de longitudes de 20 m, 40 m y 100 m y con separación de pilares de 5 m.

The terrain and its possible responses to the structural loads transmitted through the foundation condition the forces generated in the basement wall and superstructure. These were the forces used to calculate the supplementary reinforcement recommended for the wall.

A number of models was deployed to study the different superstructure-foundation-terrain systems and terrain-structure interaction conditions defined. More specifically, the models studied were as described below.

3.1. ANALYSIS ASSUMING RIGID BODY BASEMENT WALLS AND UNIFORM TERRAIN RESPONSE

This calculation procedure used was based on the following criteria:

- The only force considered was the vertical load transmitted by the columns to the foundation
- The basement wall-foundation system and the foundation itself were assumed to be infinitely rigid (rigid body).
- The distribution of pressure on the terrain under the foundations was assumed to be uniform (see Figure 3).

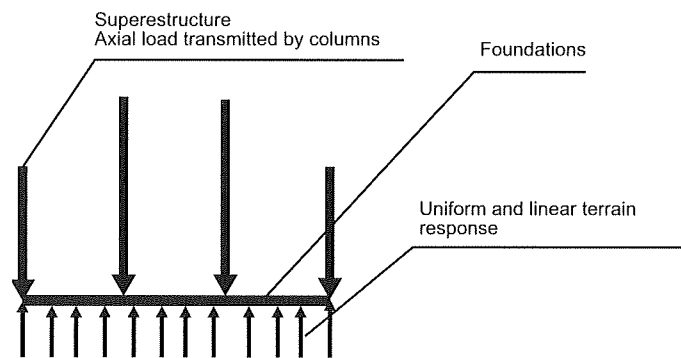


Figure 3. Model assuming rigid body structure and uniform distribution of pressure in the terrain.

An Excel spread sheet was used for this calculation (Figure 4), in which the following variables were defined:

- Axial load transmitted by facade columns spaced at 5.0-m intervals in walls 20, 40 and 100 m long.
- In length, foundation (basement wall and footing) taken to be an infinitely rigid beam.

Since terrain response was assumed to be uniform, the linear reaction underneath the wall was obtained as the summation of the axial forces of all the columns, divided by the foundation length.

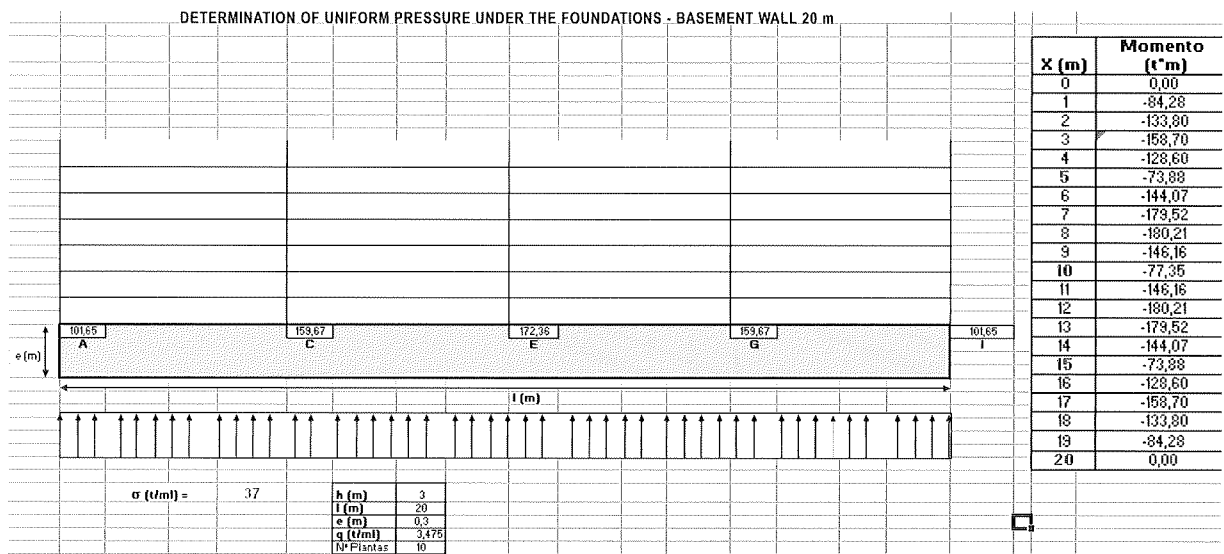


Figure 4. Spread sheet analysis of rigid body basement walls and uniform terrain response.

El terreno de cimentación y la consideración de las distintas respuestas posibles del mismo bajo la acción de las cargas de la estructura, a través de la cimentación, condicionan los esfuerzos generados en el muro de sótano y la superestructura, esfuerzos que servirán para calcular las armaduras suplementarias a disponer en el muro.

Para estudiar las distintas hipótesis del conjunto superestructura-cimentación-terreno, hemos considerado diferentes modelos, en función de la interacción terreno-estructura, concretándose el estudio para los casos que se exponen a continuación.

3.1. ANÁLISIS DE LOS MUROS DE SÓTANO COMO CUERPO RÍGIDO Y RESPUESTA UNIFORME DEL TERRENO.

Este método de cálculo se fundamenta en los siguientes criterios:

- Se considera solo la carga vertical transmitida por los pilares a la cimentación.
- El conjunto muro de sótano-cimiento y la propia cimentación de este se consideran infinitamente rígidos (cuerpo rígido).
- La distribución de presiones del terreno, bajo la cimentación se supone uniforme, (ver Figura 3).

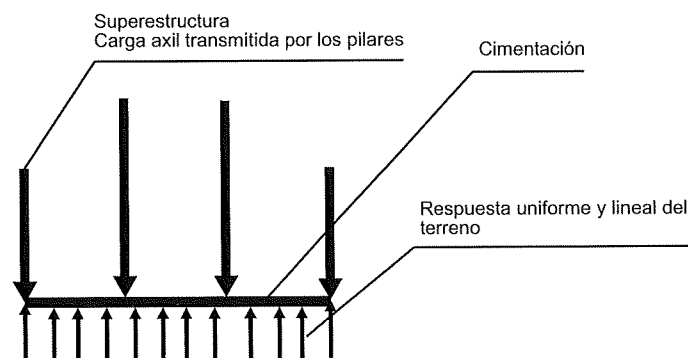


Figura 3. Método considerando la estructura como un cuerpo rígido y distribución uniforme de presiones en el terreno.

Se ha utilizado para este caso una hoja de cálculo Excel (ver Figura 4.), en la cual se han definido las siguientes variables:

- Carga axil transmitida por los pilares de fachada, separados entre si 5,0 m, para muros de longitud 20 m, 40 m y 100 m.
- Longitud de la Cimentación (muro de sótano y zapata) como viga infinitamente rígida.

Se supone una respuesta uniforme del terreno y se obtiene por tanto la reacción lineal bajo el muro por la sumatoria de axiles de los pilares, divididos por la longitud de la cimentación.

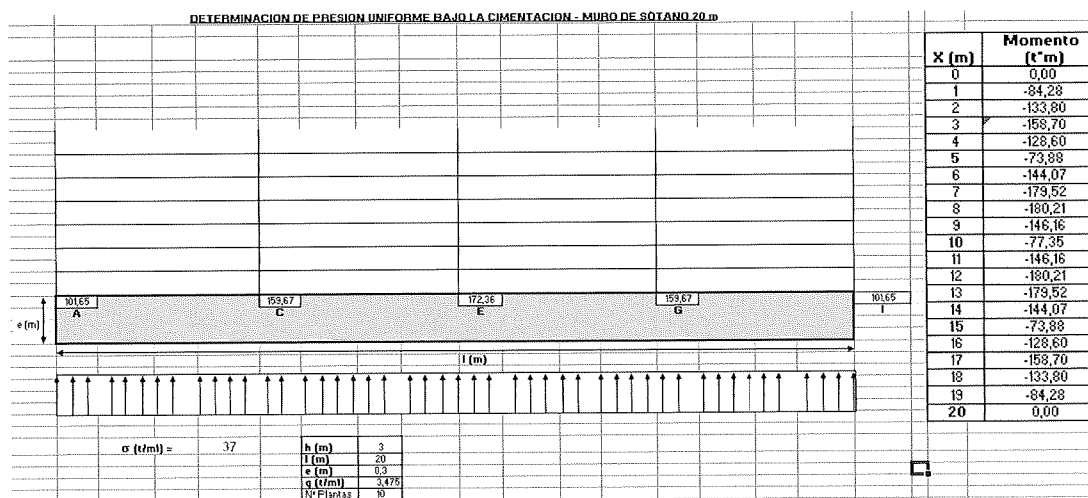


Figura 4. Análisis de los muros de sótano como cuerpo rígido y respuesta uniforme del terreno a través de una hoja de cálculo.

3.2. TWO-DIMENSIONAL FINITE ELEMENT ANALYSIS OF BASEMENT WALLS AND TERRAIN RESPONSE CALCULATED WITH THE WINKLER METHOD

The behaviour of the superstructure-foundation-terrain system was determined with a two-dimensional model, in accordance with the following:

- The superstructure was assumed to be governed by an elastic linear model based on finite element theory.
- The basement wall was assumed to be equivalent to a foundation beam measuring 0.30 x 0.30 cm (width x depth), made of concrete similar in specifications to the material used in the superstructure.

Instead of assuming a homogeneous, isotropic terrain with parameters E and ν such as in the Bousinesq solution for elastic space, the Winkler model was used, in which settlement was assumed to be proportional to the pressure applied at each point. The discrete springs, one per metre, defined across the length of the wall were assumed to be able to work under compression only, as the terrain was defined to be unable to accommodate tensile forces. The proportionality constant for the springs was deduced from the ballast coefficient and footing area covered by each. (Spring constant = ballast coefficient (k) * footing tributary area (A)).

The study was conducted using three types of terrain:

- Soft terrain: for medially deformable soil.
- Medium soil: for "normal" soil accommodating pressures of from 2 to 3 kg/cm².
- Hard terrain: for soil with practically negligible deformation.

The tables and recommendations published in the literature (8), (13), (15), (17) and (18) were used to define the ballast coefficients. The values ultimately applied were:

- Soft terrain ballast coefficient: 2,300 t/m³
- Medium terrain ballast coefficient: 3,500 t/m³
- Hard terrain ballast coefficient: 100,000 t/m³

The above analyses were performed with SAP 2000 (version 8.36) commercial software.

3.3. THREE-DIMENSIONAL FINITE ELEMENT ANALYSIS OF BASEMENT WALLS

A three-dimensional model based on the assumptions listed below was applied to determine the behaviour of the superstructure-foundation-terrain system as precisely as possible:

- The superstructure was assumed to be governed by an elastic non-linear model based on finite element theory and concrete behaviour conforming to the parabola-rectangle pattern.
- The basement wall was assumed to be equivalent to a foundation beam measuring 0.30 x 0.30 cm defined by the same stiffness assumptions and non-linear characteristics as the superstructure.
- Footing dimensions were assumed to be as specified above, but with an additional property affecting stress-strain behaviour, namely non-linear contact resulting from footing-terrain friction.

Terrain modelling involved division into discrete finite elements and definition of the stress-strain properties and a non-linear, mechanical, contact model to analyze specific factors such as total and differential settlement, terrain plasticization and possible plasticization at the footing-terrain interface.

The parameter and property values found to be most appropriate for each type of terrain were as follows:

Soft terrain:

- Modulus of deformation (E): 1,000 t/m²
- Poisson's coefficient (ν): 0.35
- Specific weight (γ): 1.85 t/m³
- Effective cohesion (c'): 2 t/m²
- Angle of natural repose (ϕ): 24°

3.2. ANÁLISIS BIDIMENSIONAL DE LOS MUROS DE SÓTANO POR ELEMENTOS FINITOS Y RESPUESTA DEL TERRENO SEGÚN EL MÉTODO DE WINKLER.

Para determinar el comportamiento del conjunto superestructura-cimiento-terreno, se ha considerado un modelo bidimensional, con los siguientes criterios:

- Se ha supuesto que la superestructura se rige por un modelo elástico y lineal, basado en la teoría de los elementos finitos.
- El muro de sótano corresponde a una viga de cimentación de 0,30 x 3,0 m (ancho x canto), con unas características del hormigón similares a las de la superestructura.

Para el caso del terreno, en lugar de suponer un medio homogéneo e isótropo con parámetros E y ν , como en el espacio elástico de Boussinesq, se supone un modelo, denominado espacio de Winkler, en el que los asientos son proporcionales a la presión aplicada en cada punto, discretizando un muelle cada metro a lo largo de la longitud del muro, suponiendo que los muelles solo pueden trabajar a compresión, al considerar que el terreno no admite tracciones. La constante de proporcionalidad de los muelles se deduce en función del coeficiente de balasto y del área de la zapata representada por cada uno de ellos. (Constante del muelle = Coeficiente de Balasto (k) * el área tributaria (A) de la zapata).

El estudio se ha realizado, considerando tres tipos de terrenos:

- Terreno blando: En el caso de suelos medianamente deformables.
- Terreno medio : Para suelos "normales" que admitan de 2 a 3 Kg/cm² de presión admisible.
- Terreno duro : Para suelos con deformaciones prácticamente despreciables.

Para definir los coeficientes de balasto en cada caso, se han utilizado distintas tablas y recomendaciones existentes en la bibliografía (8), (13), (15), (17) y (18), considerando finalmente los siguientes valores:

- Coeficiente de Balasto del terreno blando: 2.300 t/m³
- Coeficiente de Balasto terreno medio: 3.500 t/m³
- Coeficiente de Balasto terreno duro: 100.000 t/m³

Para analizar los distintos casos estudiados, se ha utilizado el programa comercial de cálculo basado en la teoría de elementos finitos SAP2000 Versión 8.36

3.3. ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL DE LOS MUROS DE SÓTANO, MEDIANTE EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS.

Para determinar el comportamiento del conjunto superestructura-cimiento-terreno de la forma más precisa posible, hemos considerado un modelo tridimensional, considerando los siguientes criterios:

- Se ha supuesto que la superestructura se rige por un modelo no lineal basado en la teoría de los elementos finitos, donde el comportamiento del hormigón corresponde al método parábola-rectángulo.
- El muro de sótano corresponde a una viga de cimentación de 0,30 x 3,0 m, con los mismos supuestos de rigidez y características no lineales que la superestructura.
- La zapata adopta las dimensiones señaladas anteriormente, añadiendo en su comportamiento tenso-deformacional, la propiedad no lineal de contacto basado en el rozamiento zapata-terreno.

El terreno se modeliza discretizándolo en elementos finitos, definiendo sus propiedades tenso deformacionales y un modelo no lineal, mecánico y de contacto, para analizar factores específicos como la consideración de asientos totales y diferenciales, la plastificación en el terreno y la posible plastificación en el contacto de la zapata con el terreno.

Las propiedades y parámetros del terreno adecuados a los diferentes tipos de terrenos son las siguientes:

Terreno Blando:

- Módulo de deformación (E): 1.000 t/m²
- Coeficiente de Poisson (ν): 0,35
- Peso específico aparente (γ): 1,85 t/m³
- Cohesión efectiva (c'): 2 t/m²
- Ángulo de rozamiento interno efectivo (ϕ'): 24°

Medium terrain:

- Modulus of deformation (E): 3,500 t/m²
- Poisson's coefficient (ν): 0.3
- Specific weight (γ): 1.9 t/m³
- Effective cohesion (c'): 0.5 t/m²
- Angle of natural repose (φ): 33°

Hard terrain:

- Modulus of deformation (E): 100,000 t/m²
- Poisson's coefficient (ν): 0.25
- Specific weight (γ): 2.3 t/m³
- Effective cohesion (c'): 10 t/m²
- Angle of natural repose (φ): 42°

The terrain-foundation friction coefficient (μ) is directly related to terrain shear strength which, disregarding the bond between soil and foundation, depends on the angle of natural repose of the particles (ϕ') and the texture of the foundation surface. Therefore, (μ) can be characterized as the tangent to the angle of repose between foundation and terrain, which may range from $1/3 \tan(\phi')$ to $\tan(\phi')$. In the present study the value of m was defined to be equal to $\tan(\phi')$.

ANSYS Version 6.0 and PLAXIS 3D Version 1.0, the two commercial computer programs used to analyze the different cases defined, are both based on finite element analysis.

3.4. ANALYSIS WITH DIFFERENT CALCULATION PROCEDURES, VARYING SUPERSTRUCTURE-BASEMENT WALL-TERRAIN SYSTEM STIFFNESS

As noted earlier, basement walls subjected to the vertical action of facade columns can be designed with a number of methods. In the present study, the three following procedures were adopted in an attempt to encompass the various assumptions defined:

- Rigid body analysis, with uniform pressure distribution.
- Two-dimensional analysis, with the Winkler Solution for terrain pressure distribution.
- Three-dimensional analysis, with pressure distribution based on finite element analysis.

The least favourable combination of the following variables was chosen:

- Superstructure stiffness (cases 1, 2, 3, 4).
- Basement wall length (20, 40, 100 m).
- Terrain stiffness (soft, medium, hard).

The sign conventions for the bending moments adopted in this study are as defined in (2), whereby moments above the "0" ordinate call for tensile reinforcement on the bottom of the wall and those located below that line call for reinforcement at the top, as shown in the accompanying diagrams. Similarly, the convention followed for shear is as indicated in Figures 5a and 5b.

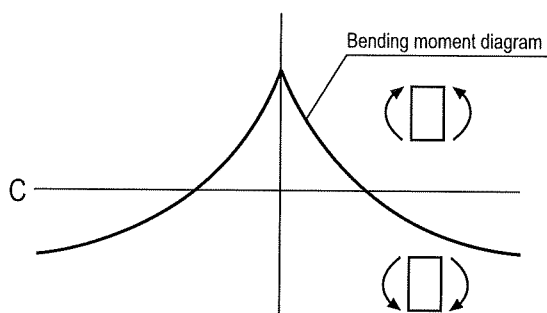


Figure 5a)

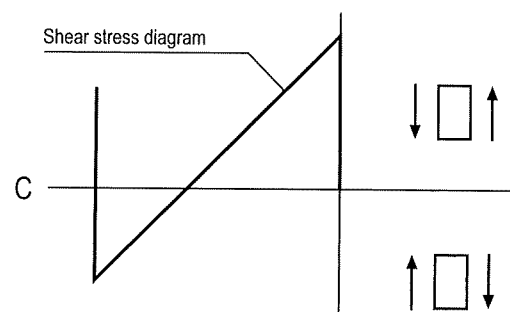


Figure 5 b)

Terreno Medio:

- Módulo de deformación (E): 3.500 t/m²
- Coeficiente de Poisson (ν): 0,3
- Peso específico aparente (γ): 1,9 t/m³
- Cohesión efectiva (c'): 0,5 t/m²
- Ángulo de rozamiento interno efectivo (φ'): 33°

Terreno Duro:

- Módulo de deformación (E): 100.000 t/m²
- Coeficiente de Poisson (ν): 0,25
- Peso específico aparente (γ): 2,3 t/m³
- Cohesión efectiva (c'): 10 t/m²
- Ángulo de rozamiento interno efectivo (φ'): 42°

El coeficiente de rozamiento terreno-cimiento (μ) está en relación directa con la resistencia al corte del terreno, que, despreciando la adherencia entre suelo y cimiento, depende del ángulo de rozamiento interno de las partículas (φ') y de la rugosidad del propio cimiento, pudiendo caracterizar a (μ) como la tangente del ángulo de rozamiento entre el cimiento y el terreno, que puede oscilar entre 1/3 tg (φ') y tg (φ'). En nuestro estudio se ha considerado el valor de m igual a la tangente de (φ').

Para analizar los distintos casos estudiados, se han utilizado dos programas comerciales de cálculo basados en la teoría de elementos finitos ANSYS Versión 6.0 Y PLAXIS 3D Versión 1.0

3.4. ESTUDIO DE LA INTERACCIÓN SUPERESTRUCTURA-MURO DE SÓTANO-TERRENO, EN FUNCIÓN DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO Y DE LAS RIGIDECES DEL CONJUNTO SUPERESTRUCTURA-MURO DE SÓTANO-TERRENO.

Como ya se ha mencionado en los apartados anteriores, existen diversos métodos para el diseño de muros de sótano bajo la acción vertical de los pilares de fachada. Para nuestro estudio hemos adoptado los tres métodos siguientes que tratan de abarcar las distintas consideraciones contempladas:

- Análisis como cuerpo rígido, con reparto uniforme de presiones.
- Análisis bidimensional, con una distribución de presiones del terreno basada en el Método de Winkler.
- Análisis tridimensional, con una distribución de presiones basada en la teoría de los elementos finitos.

El estudio ha considerado la combinación de las situaciones más desfavorables posibles, en función de las siguientes variables:

- La variación de rigideces en la superestructura (caso 1, caso 2, caso 3 y caso 4).
- La variación de la longitud del muro de sótano (20 m, 40 m y 100 m).
- La variación de rigideces del terreno (terreno blando, terreno medio y terreno duro).

Los criterios de signos de los momentos flectores adoptados en este estudio se corresponden con la referencia (2), según la cual los momentos situados por encima de la línea de referencia de ordenada "0" exigen armaduras de tracción en la cara inferior del muro y los situados por debajo la exigen en la parte superior del mismo, tal y como se indica en los esquemas adjuntos. Igualmente para la ley de cortantes el criterio es el indicado en las Figuras 5a y 5b.

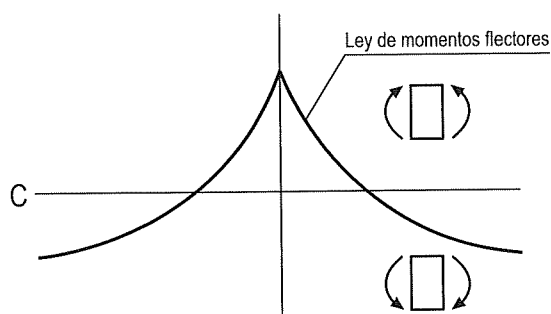


Figura 5

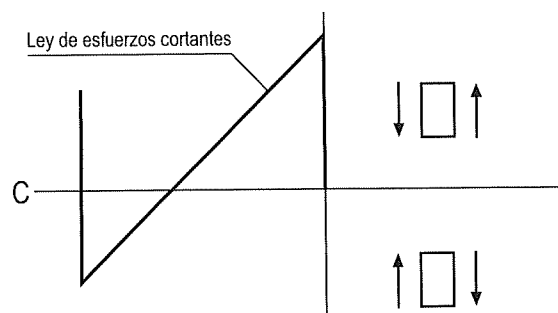
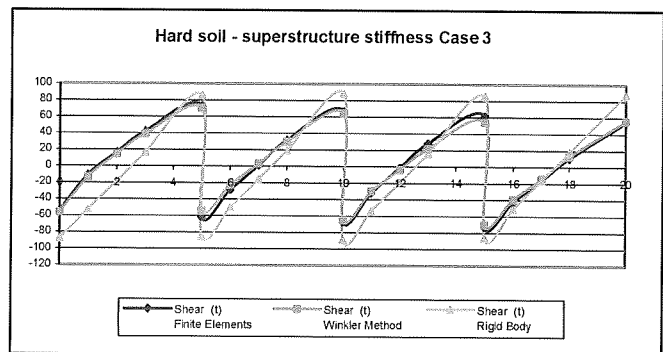
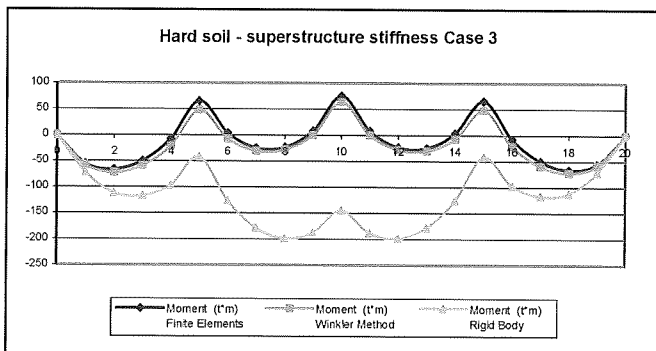
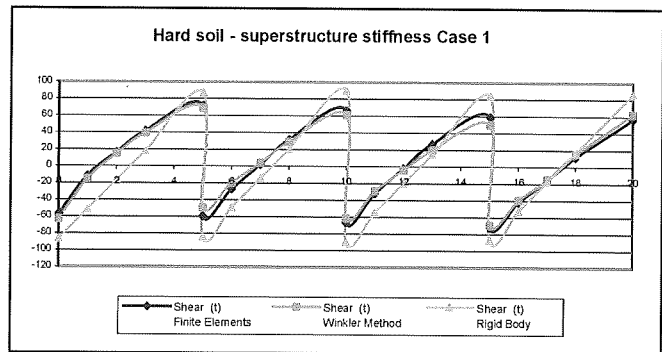
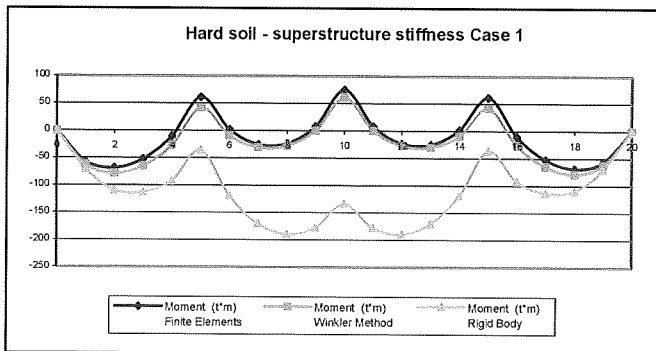
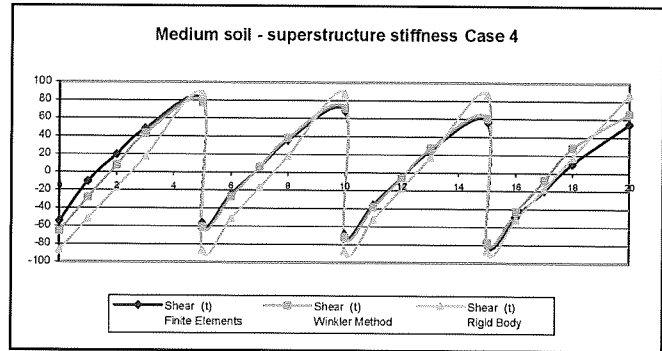
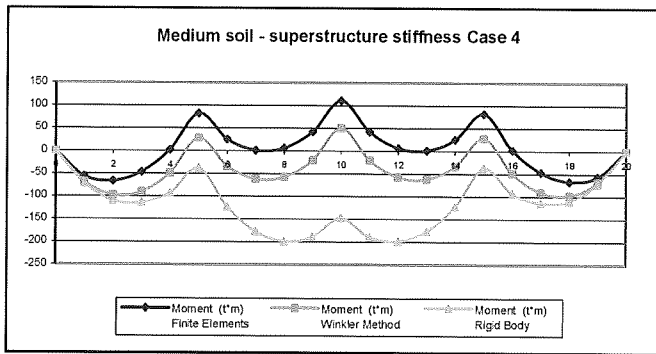
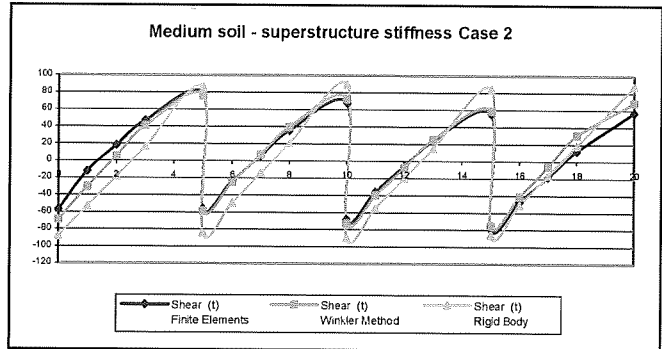
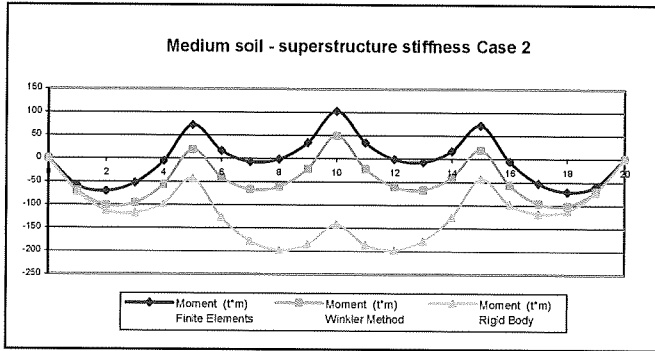
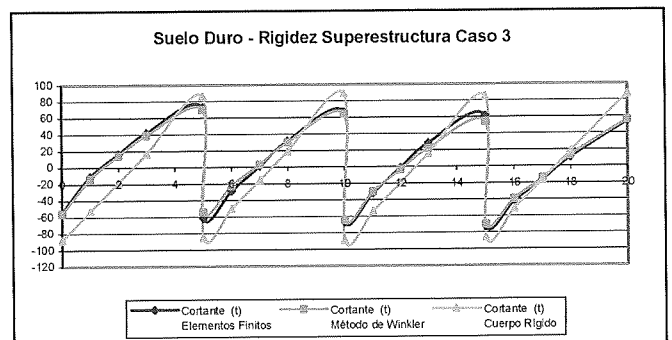
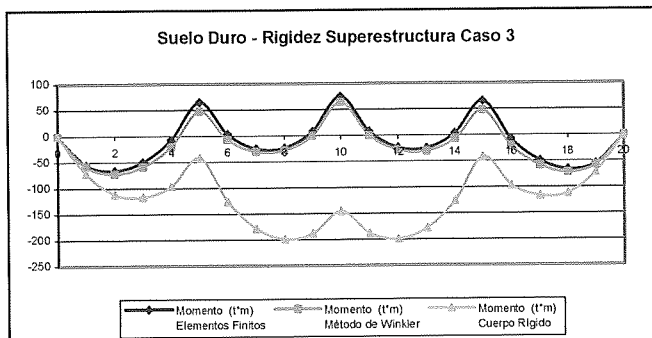
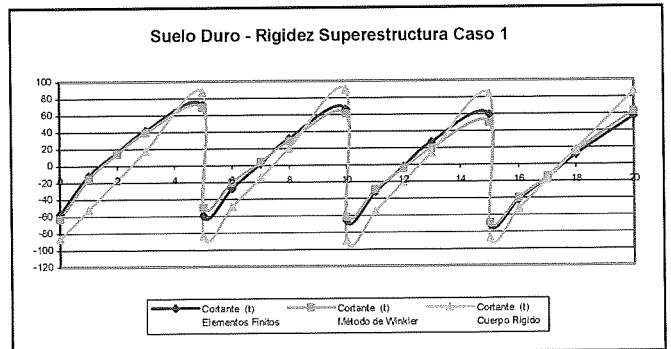
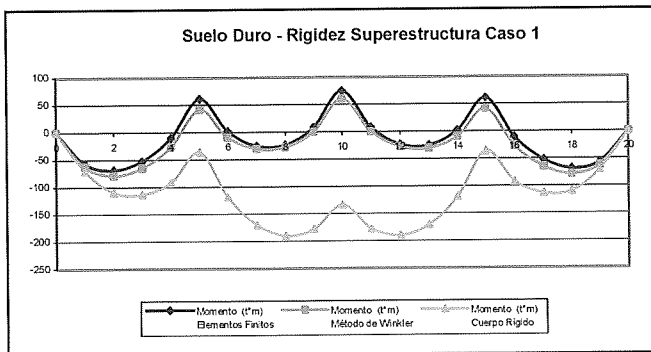
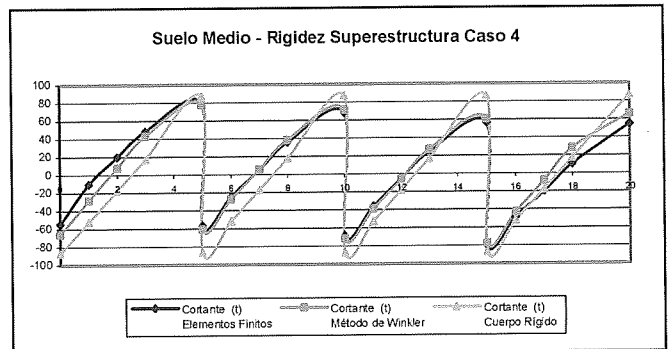
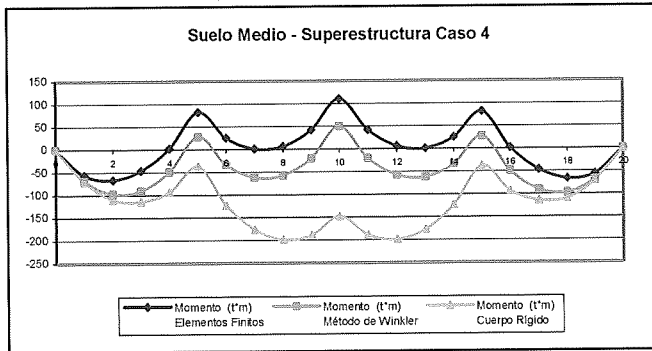
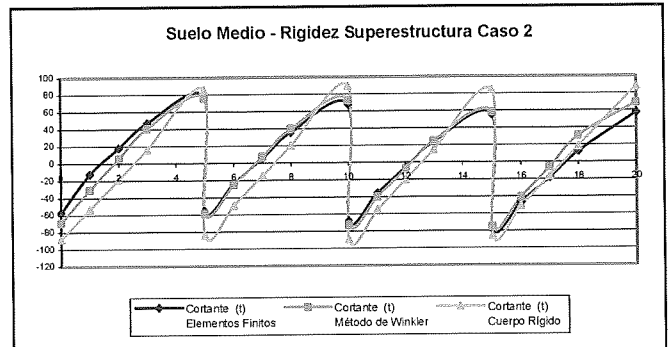
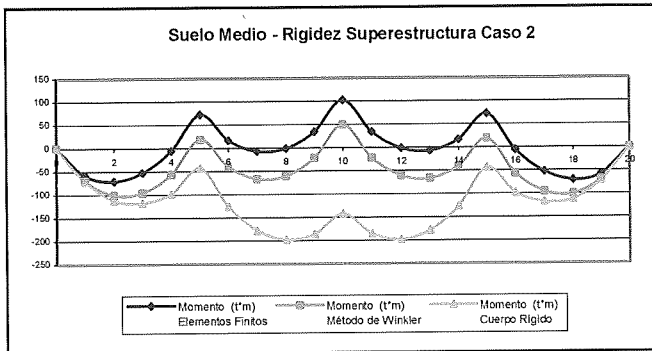


Figura 5 b)

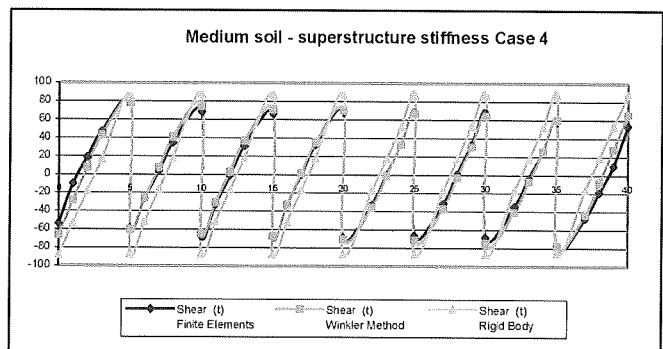
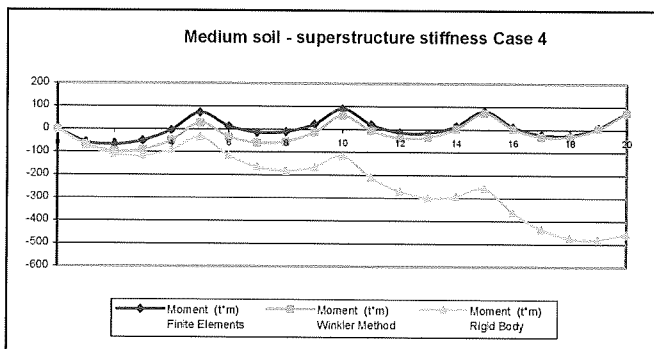
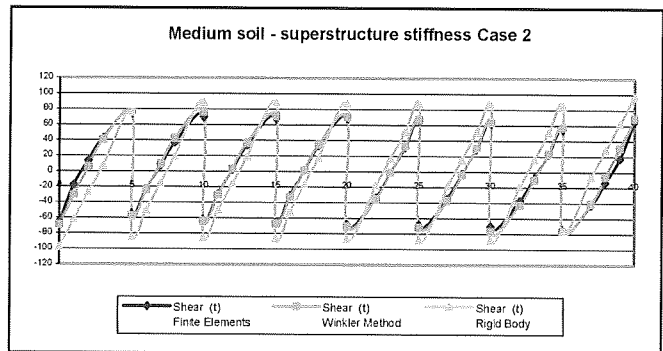
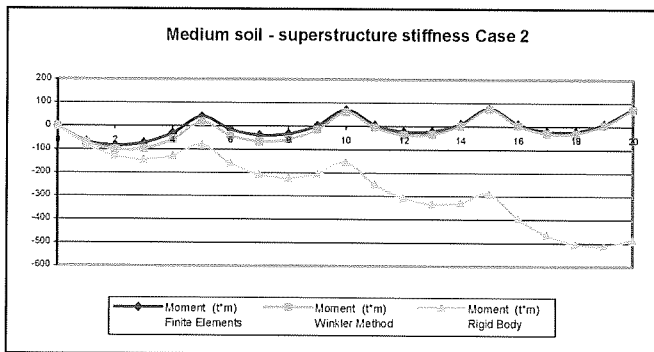
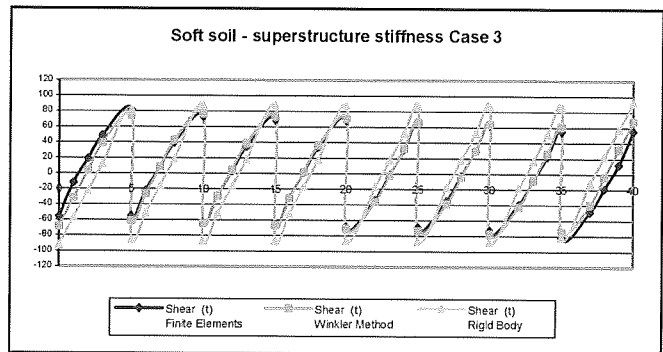
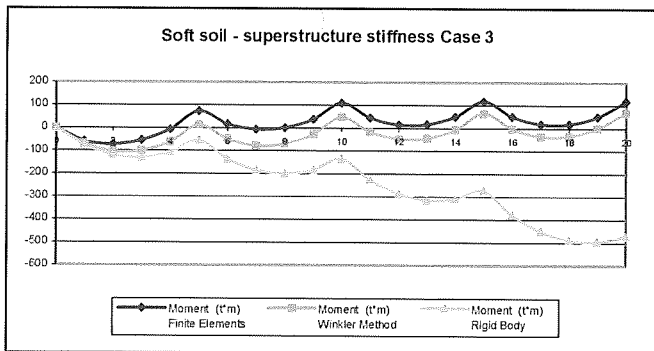
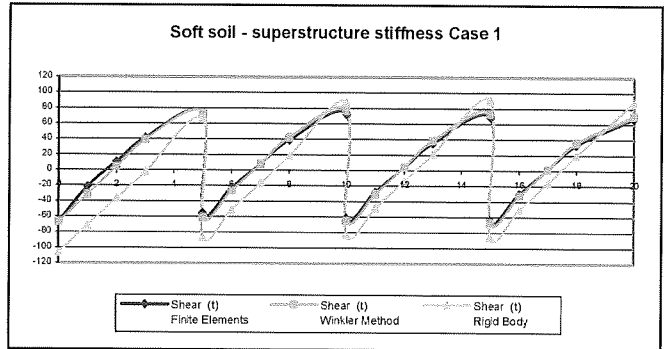
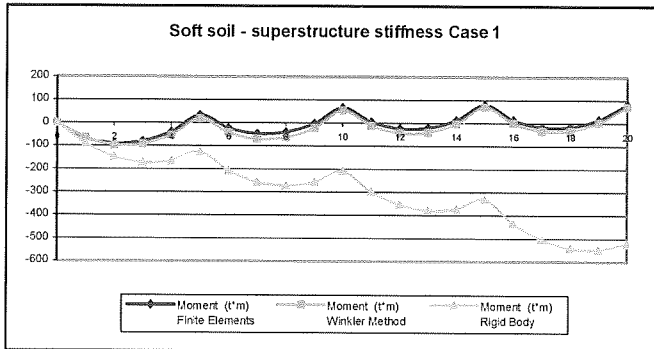
3.4.1. Forces generated in a 20-m basement wall, varying calculation method and superstructure and terrain stiffness



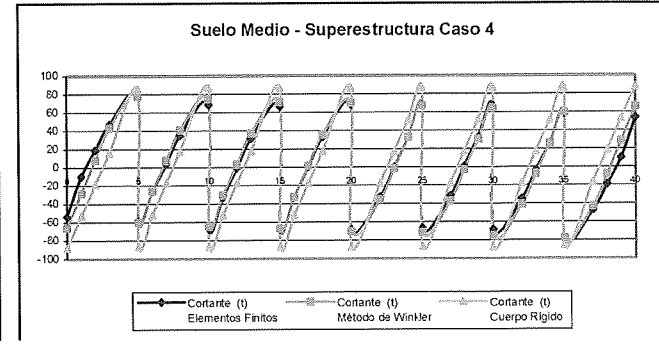
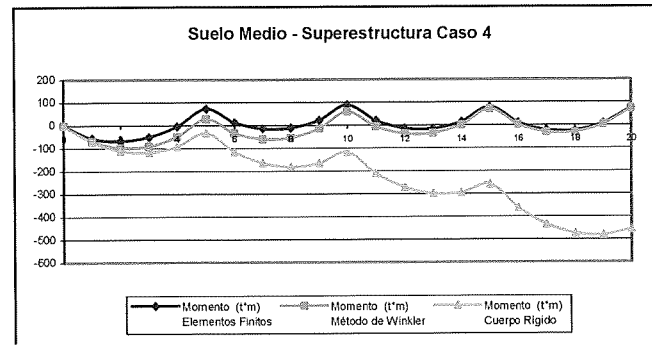
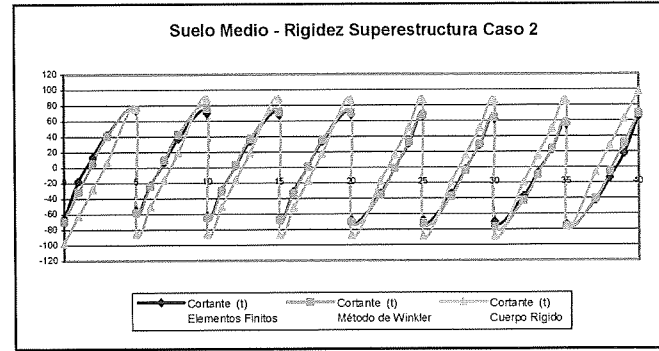
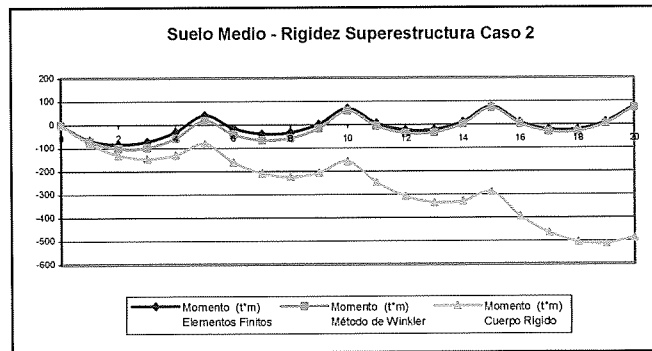
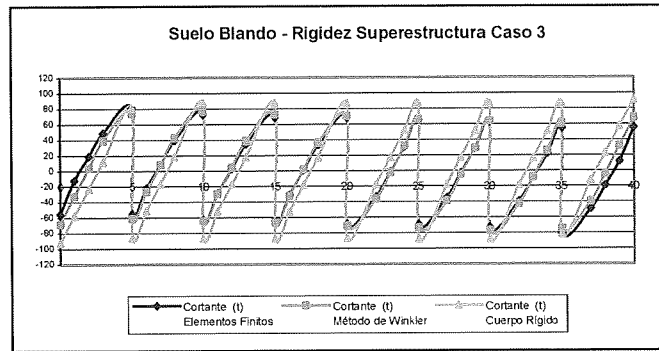
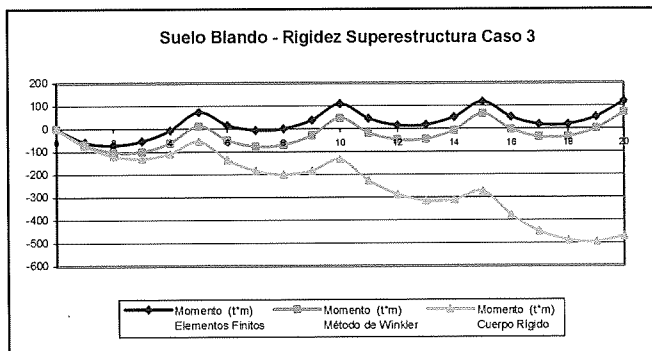
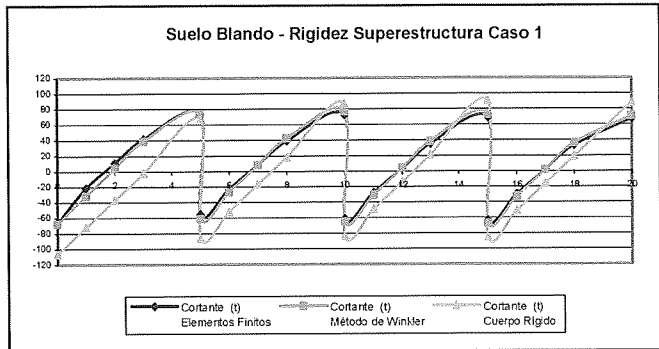
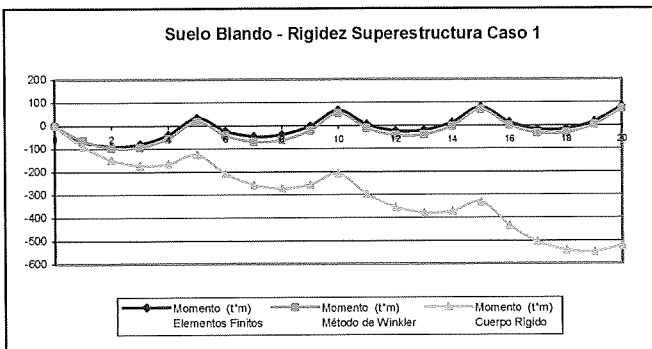
3.4.1. Comparación de los esfuerzos generados en un Muro de Sótano de longitud 20 m, en función de los métodos de cálculo y la variación de rigideces en la superestructura y el terreno.



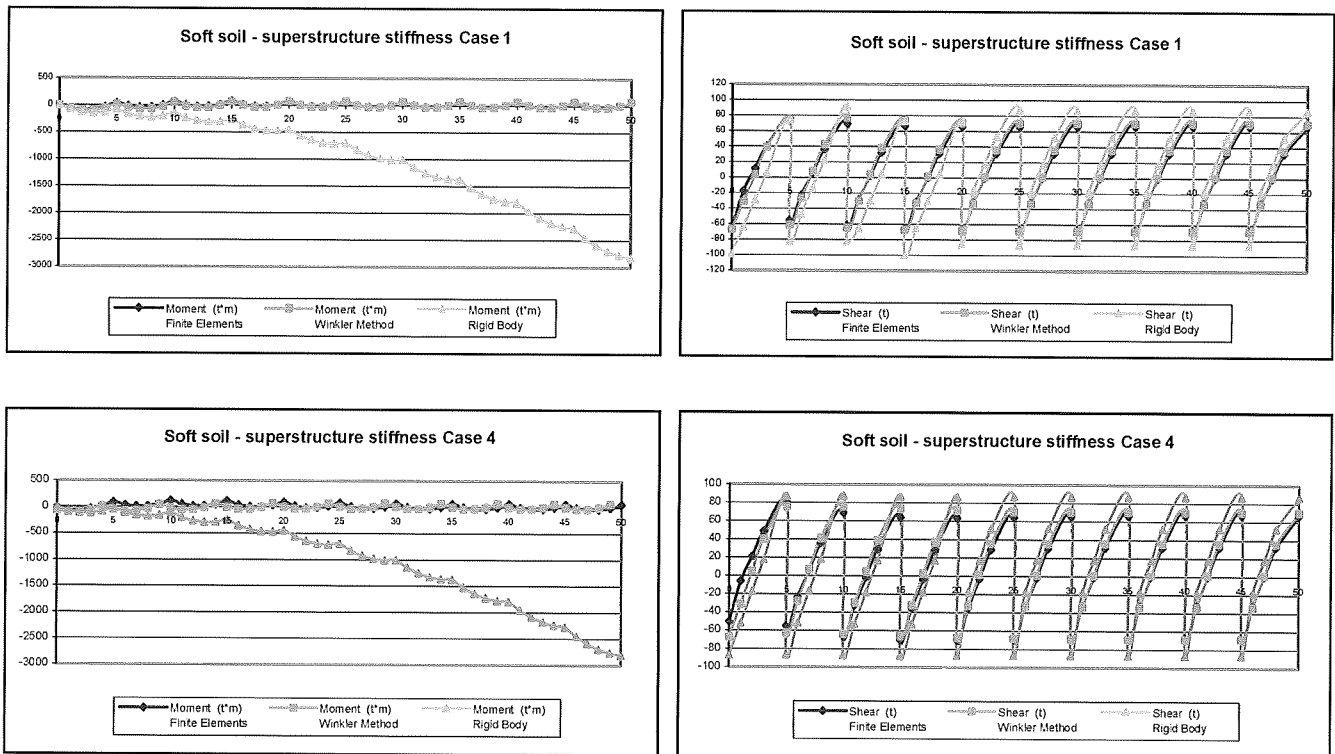
3.4.2. Forces generated in a 40-m basement wall, varying calculation method and superstructure and terrain stiffness



3.4.2. Comparación de los esfuerzos generados en un Muro de Sótano de longitud 40 m, en función de los métodos de cálculo y la variación de rigideces en la superestructura y el terreno.



3.4.3. Forces generated in a 100-m basement wall, varying calculation method and superstructure and terrain stiffness



The most relevant conclusions to be drawn from the present study are as follows:

- 1) In the rigid body method the bending moment curve found for the various cases studied differed substantially from the results obtained with the other two methods; indeed, in some cases even the sign was inverted (i.e., specifying reinforcement at the top instead of at the bottom of the wall, along the vertical plane of the columns). This result confirms the unsuitability of the method when the load conveyed by the corner columns is greater than the statically indeterminate reactions that would be found if the wall were studied as a continuous beam resting on the columns. As noted earlier, this lack of precision could be corrected by taking account, in the overall study, of the perpendicular walls that spring from the corners of the wall in question or, more approximately, by deducting the part of the column load that would foreseeably be transmitted to the terrain through the perpendicular wall foundations.

The results obtained with the rigid body method for wall lengths 40 and 100 m varied even more widely from the results found with the other two procedures. For this reason and given the engineering tools presently available, utmost precaution is recommended when using this method.

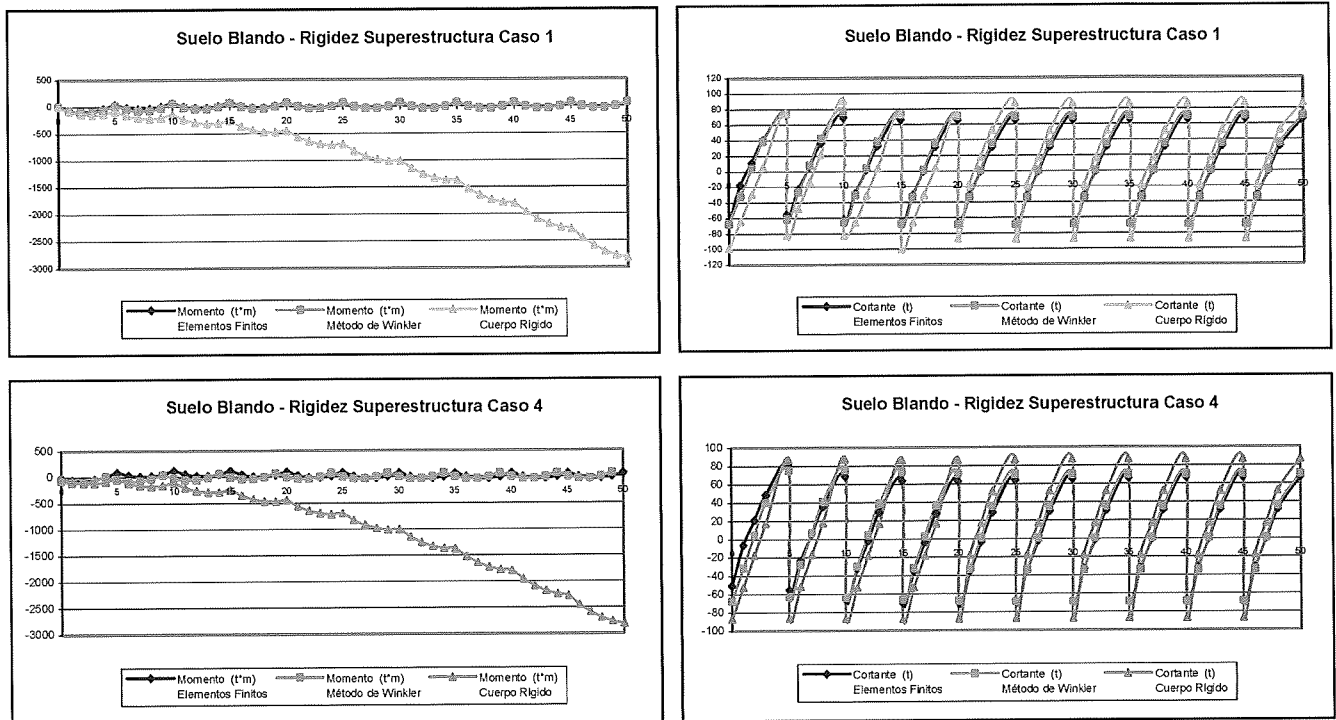
Neither does it yield any valid information on longitudinal structural deformation in the basement wall.

- 2) A comparison of the results deduced with the Winkler model-based method to the finite element theory procedure findings shows that the differences between the two widen with soil deformability.

The reason is that the former method is based on an elastic calculation in which terrain-structure interaction equilibrium is studied by comparing basement wall and superstructure structural rigidity only. This deviates from the more realistic model in which terrain characteristics are also considered.

In finite element-based models, moreover, account is taken of possible terrain plasticization in the areas where its shear strength is exceeded, particularly in low consistency, non-cohesive soils, a cir-

3.4.3. Comparación de los esfuerzos generados en un Muro de Sótano de longitud 100 m, en función de los métodos de cálculo y la variación de rigideces en la superestructura y el terreno.



Del estudio realizado, se pueden extraer las conclusiones más significativas siguientes:

- 1) En el método como cuerpo rígido la ley de momentos flectores resultante en los distintos casos estudiados, resulta muy diferente de la obtenida con los otros dos métodos, incluso invirtiéndose de signo (exigiendo armaduras en la parte superior del muro en lugar de la inferior en la vertical de los pilares). Este resultado confirma la no idoneidad del método para el caso de que los pilares de esquina tengan cargas mayores que las reacciones hiperestáticas que les corresponderían en el caso de que se estudiase el muro como viga continua apoyada en los pilares. Como se ha comentado anteriormente esta imprecisión se podría corregir considerando en el estudio global la presencia de los muros perpendiculares que parten de las esquinas, o bien, de modo aproximado, deduciendo de la carga de los pilares de esquina la parte de carga que previsiblemente se transmitiría al terreno a través de la cimentación de los muros perpendiculares.

Los resultados obtenidos para las longitudes de muros de 40 y 100 metros deforman todavía más resultados en comparación con los otros dos métodos, por lo que a nuestro juicio y dadas las herramientas de cálculo actuales, este método debe ser utilizado con muchas reservas.

Tampoco con este método se puede obtener ninguna información válida relativa a la deformación de la estructura en el sentido longitudinal del muro de sótano.

- 2) Contrastando los resultados obtenidos con el método basado en el modelo de Winkler, con los obtenidos con los métodos basados en la teoría de los elementos finitos, podemos observar que aumentan las diferencias entre dichos resultados a medida que el suelo se considera más deformable. La razón hay que buscarla en que el primer método se basa en un cálculo elástico en el que el estudio del equilibrio de la interacción terreno-estructura se realiza comparando exclusivamente la rigidez estructural del muro de sótano y la de la superestructura, alejándose del modelo, más realista, en el que también se tienen en cuenta las características del terreno.

Además en los modelos basados en los elementos finitos se tienen en cuenta las posibles plastificaciones de las zonas de terreno donde se supera la resistencia al corte del mismo, sobre todo en terrenos de baja consistencia o en los que no posean cohesión, circunstancia que no se tiene en cuenta en el método basado en el modelo de Winkler.

- 3) Con relación a los asentamientos producidos en el terreno por la acción de las cargas de la superes-

cumstance that is not accounted for in the Winkler model-based method.

- 3) The only method that furnishes what may be regarded to be reasonable values for terrain settlement due to superstructure loads is the finite element procedure for finding terrain response, which uses a Boussinesq elastic space but envisages the possible appearance of plastic areas when stress reaches values higher than the terrain shear strength.

This characteristic of the method leads to differences of up to 50% between the Winkler and finite element procedure results, for the springs behave linearly in the load/settlement relationship regardless of terrain shear strength. In addition, no provision is made for the existence at the edges of any other terrain outside the foundation, a factor that obviously limits the precision of the study at the two ends of the basement wall.

- 4) Finally, another circumstance supporting the use of finite elements is the three-dimensional effect in the direction perpendicular to the plane of the basement wall, which helps distribute the pressures in that direction: while of minor importance for practical intents and purposes, this effect depicts the actual conditions most closely.

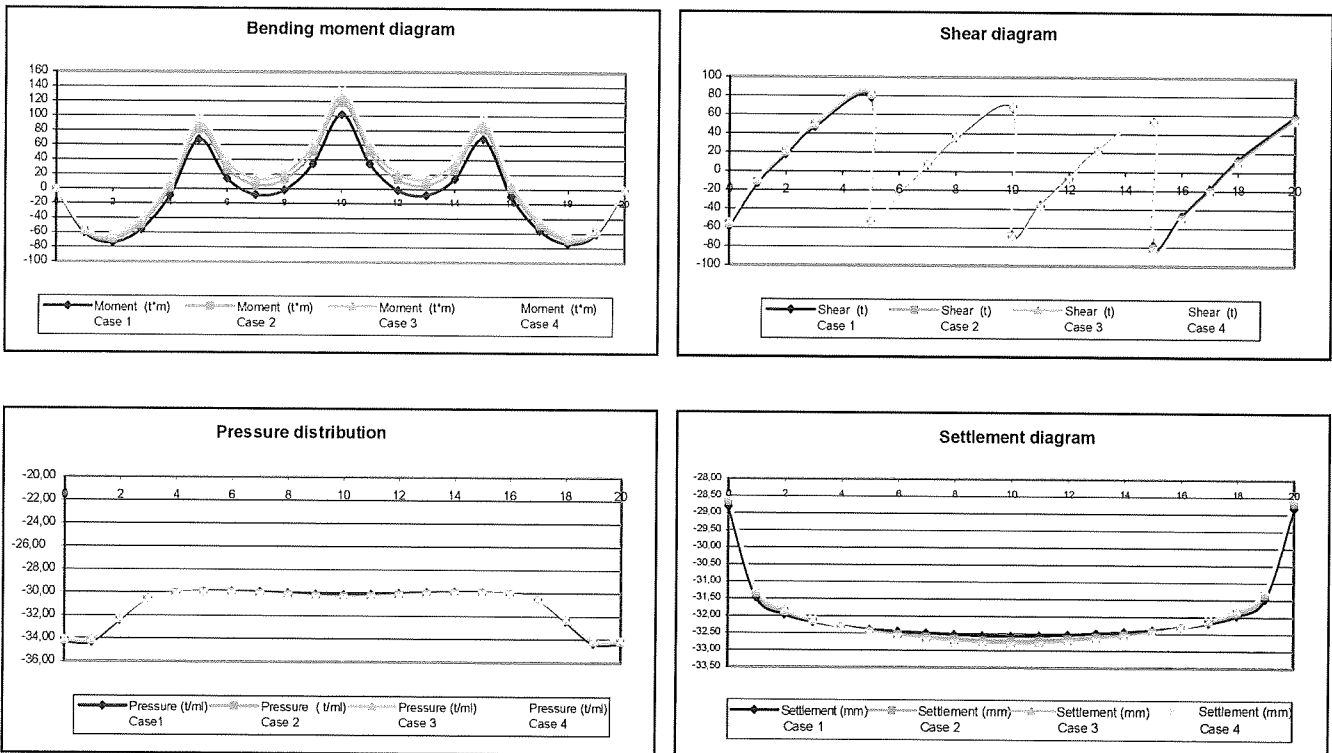
3.5. FINITE ELEMENT THEORY-BASED STUDY OF BASEMENT WALL-TERRAIN INTERACTION, VARYING COMPONENT STIFFNESS

As noted in the foregoing, the Three-dimensional Finite Element Method can be concluded to be the procedure affording the most complete view of the interaction problem addressed, as it accounts, for instance, for: non-linear structural behaviour, the terrain pressure distribution that mimics real conditions most closely and so forth.

As a result, this was the Method used to analyze the effect of the various factors considered on the resultant forces in a basement wall engineered as if it were a longitudinal beam.

The values found for the different combinations analyzed are summarized below.

3.5.1. Resultant forces in a 20-m long basement wall on soft terrain, for different superstructure stiffness conditions



estructura, el único método que proporciona valores que puedan considerarse razonables es el basado en una respuesta del terreno a través de elementos finitos, que utiliza un espacio elástico de Boussinesq, con la posibilidad de que aparezcan zonas plásticas cuando las sollicitaciones alcancen valores que sobrepasen la capacidad resistente del terreno a esfuerzo cortante.

Esta característica del método hace que se puedan observar diferencias de hasta el 50% entre el Método de Winkler y el de los elementos finitos, ya que los muelles tienen un comportamiento lineal en la relación carga/asiento, sin importar la resistencia al corte del terreno, no considerando por otra parte en los bordes que exista ningún otro terreno por fuera de la cimentación, lo que evidentemente reduce la precisión del estudio en los extremos del muro de sótano.

- 4) Finalmente existe otra circunstancia a favor del método de elementos finitos, tal y como se ha considerado en este estudio, y es el hecho del efecto tridimensional en el sentido perpendicular al plano del muro de sótano, el cual ayuda al reparto de presiones en esa dirección, efecto que aunque resulta poco importante a efectos prácticos, es el más representativo de la realidad.

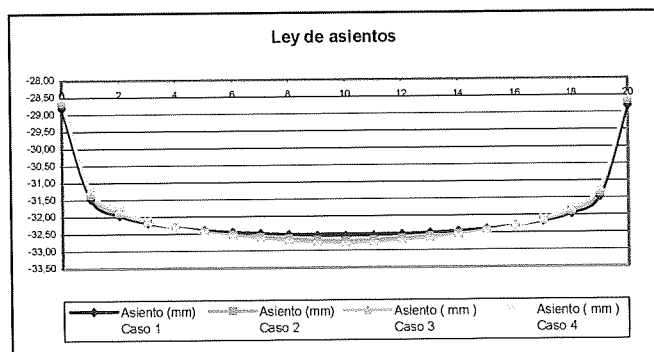
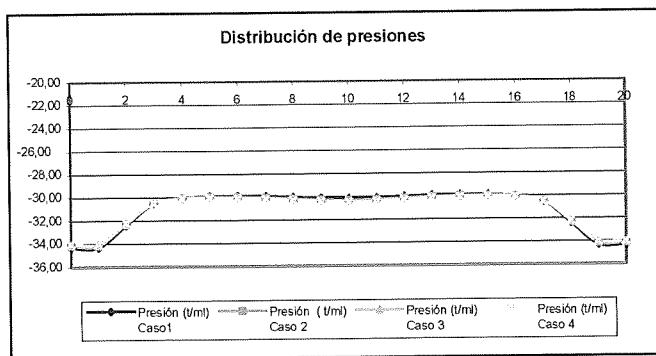
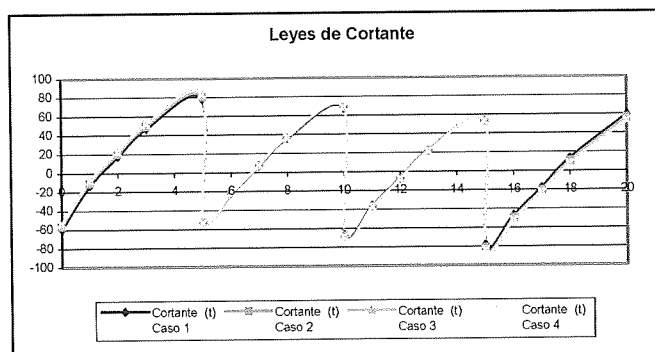
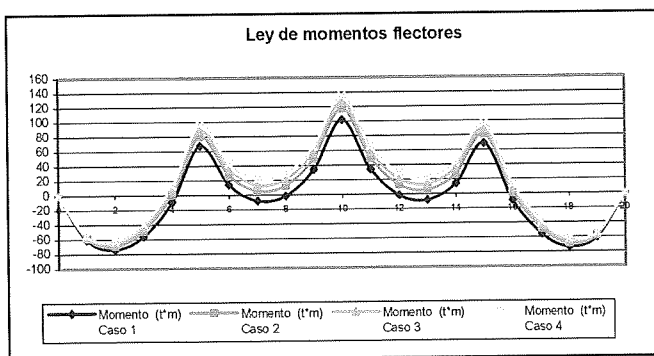
3.5. ESTUDIO DE LA INTERACCIÓN SUPERESTRUCTURA-MURO DE SÓTANO-TERRENO, EN FUNCIÓN DE LAS RIGIDECES RESPECTIVAS, SEGÚN EL MÉTODO BASADO EN LA TEORÍA DE LOS ELEMENTOS FINITOS.

Según hemos comentado en los capítulos anteriores, se puede concluir que el modelo tridimensional de elementos finitos es el método que estudia de la forma más completa posible el problema de interacción planteado, considerando por ejemplo: el comportamiento no lineal de las estructuras, la distribución de presiones del terreno que más se ajusta a la realidad, etc.

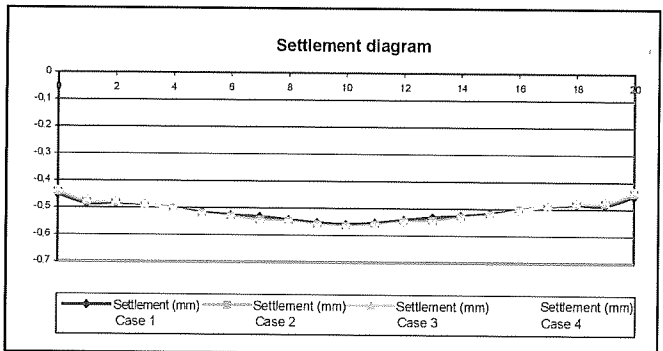
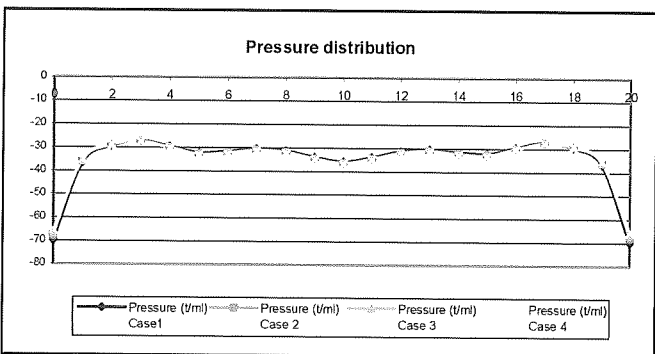
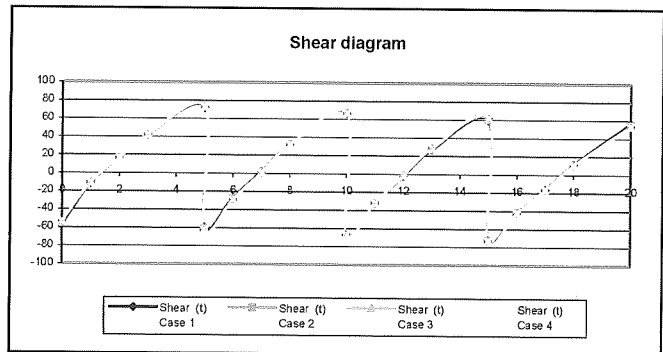
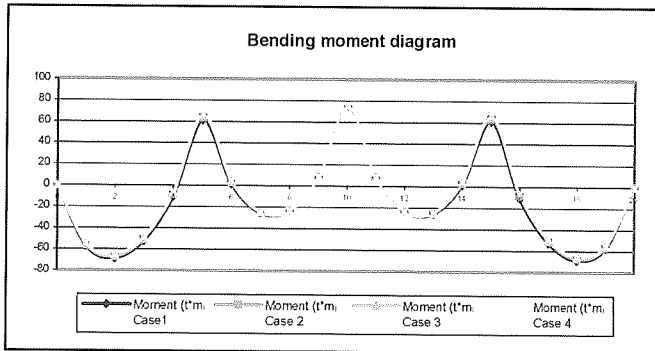
Debido a esto, nos hemos basado exclusivamente en este Método para analizar la influencia de los distintos factores considerados en los esfuerzos resultantes en un muro de sótano calculado como viga longitudinal.

Resumimos a continuación los valores resultantes para las distintas combinaciones analizadas.

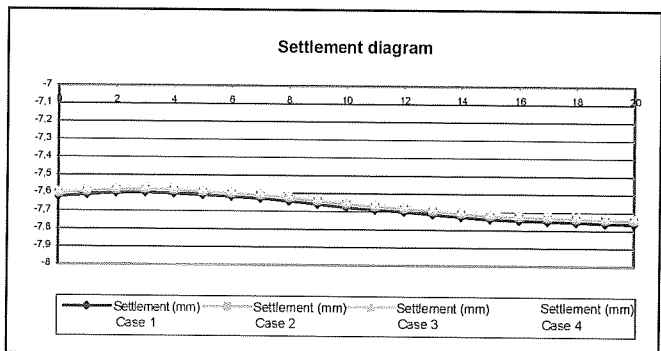
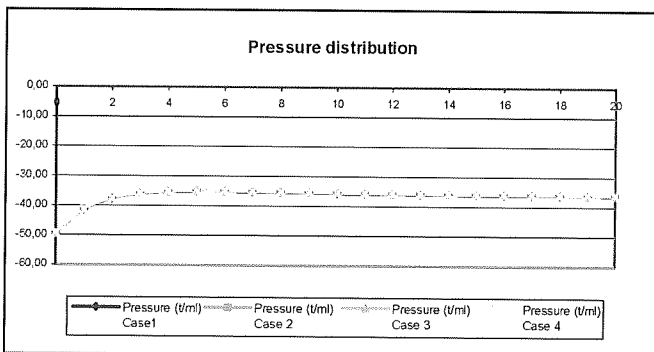
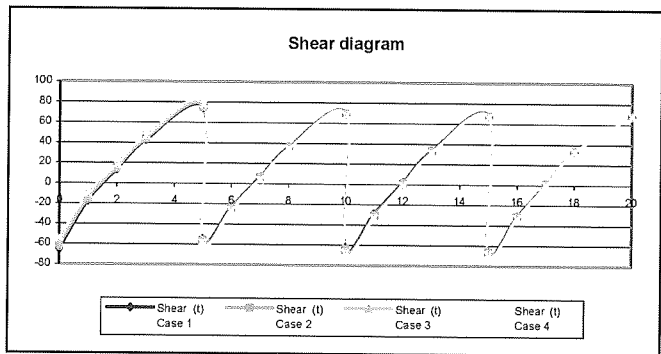
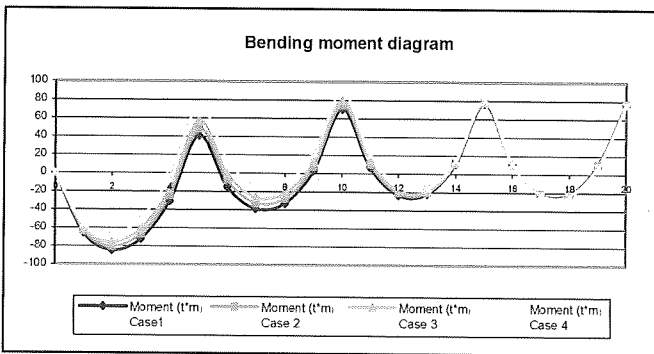
3.5.1. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 20 m y terreno blando, en función de la variación de rigideces en la superestructura.



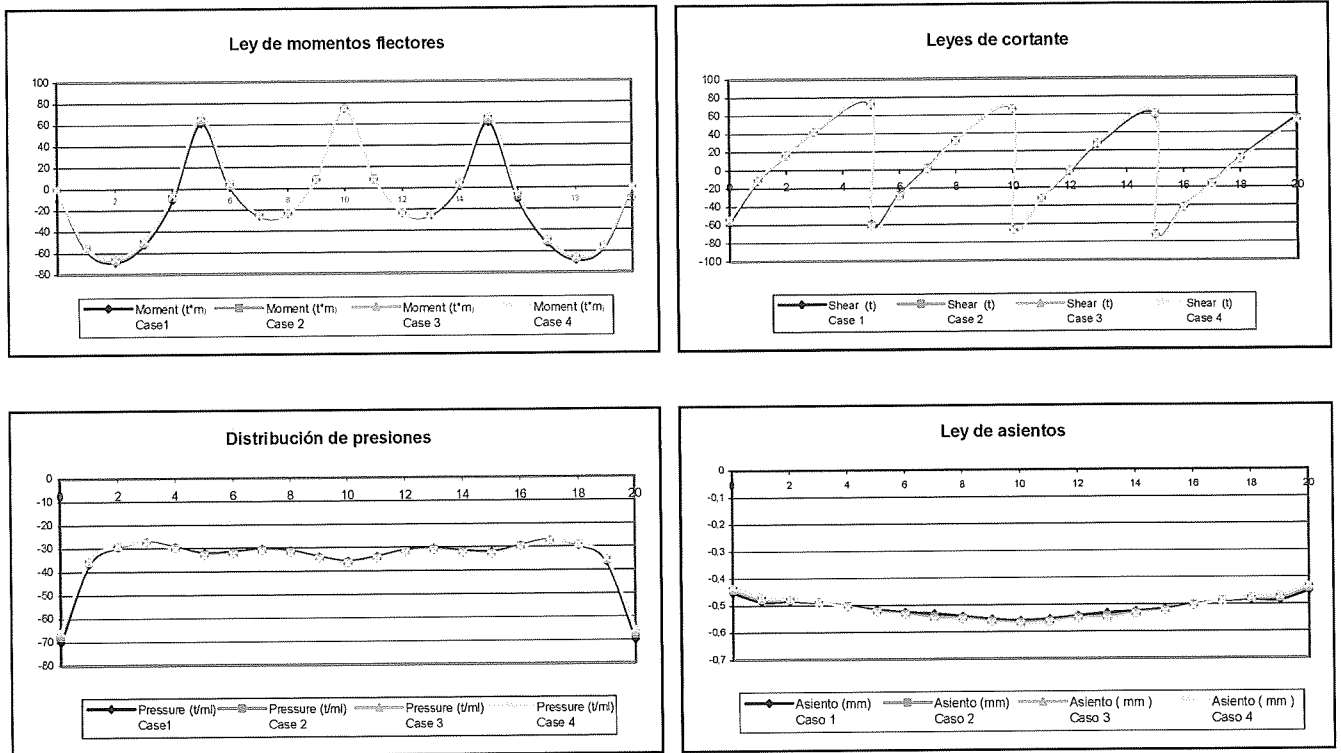
3.5.2. Resultant forces in a 20-m long basement wall on hard terrain, for different superstructure stiffness conditions



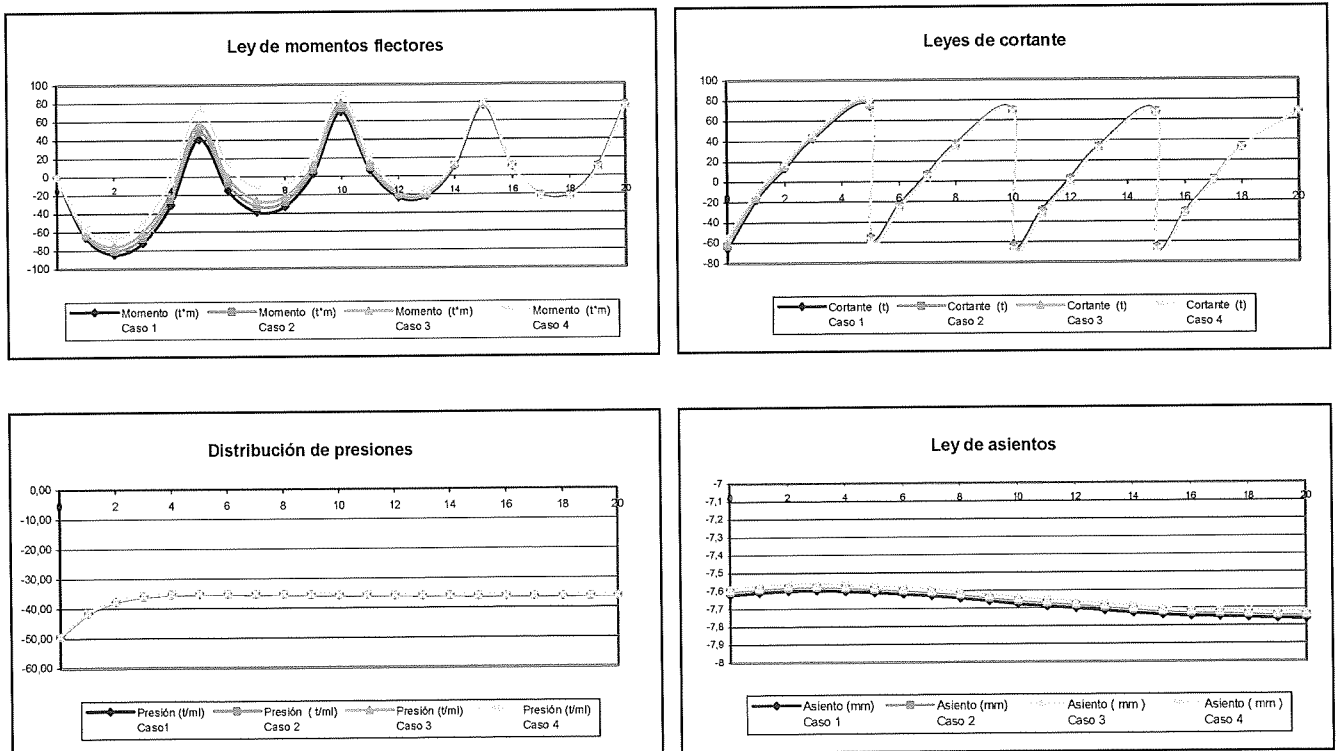
3.5.3. Resultant forces in a 40-m long basement wall on medium terrain, for different superstructure stiffness conditions



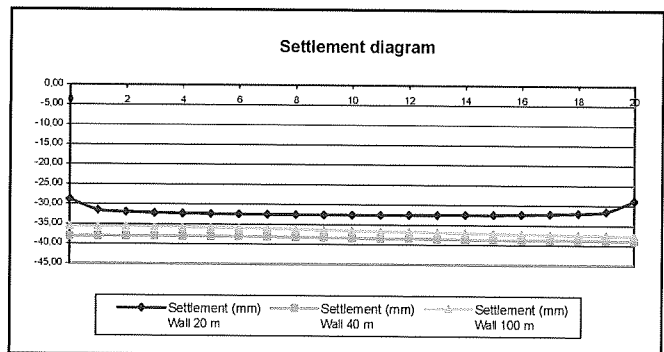
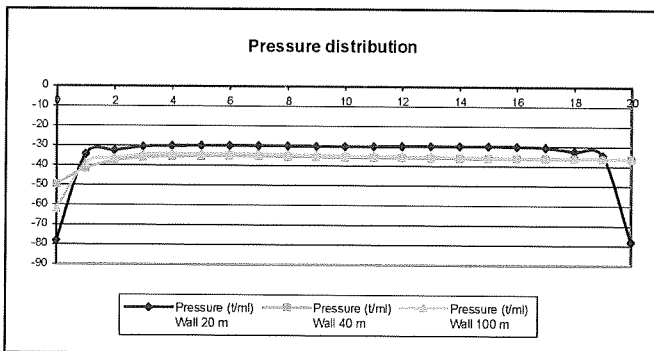
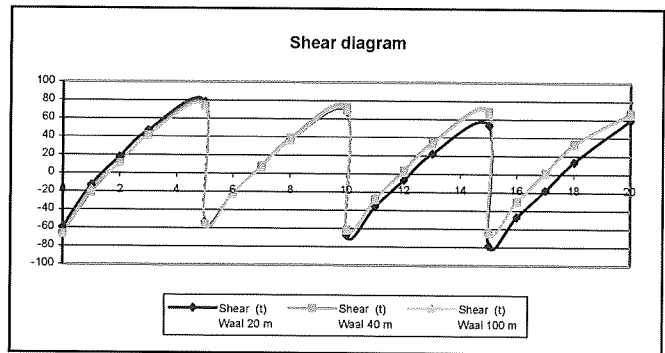
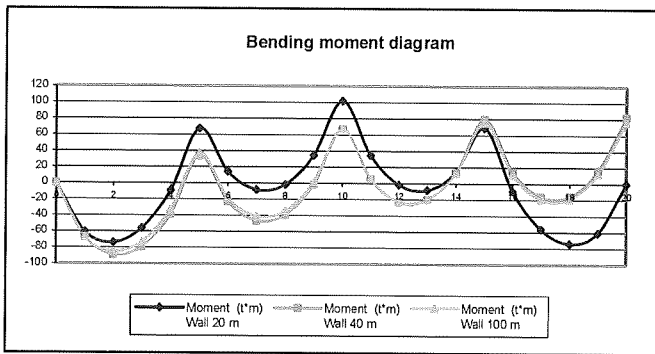
3.5.2. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 20 m y terreno duro, en función de la variación de rigideces en la superestructura.



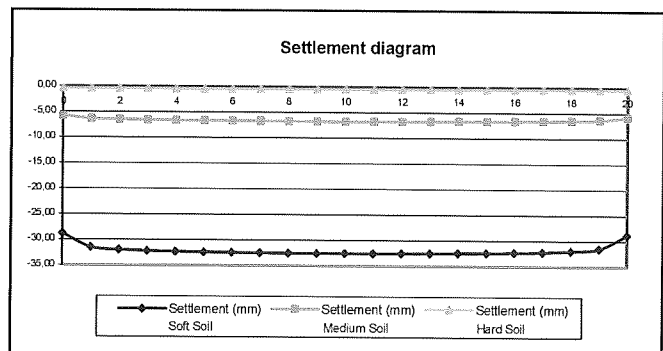
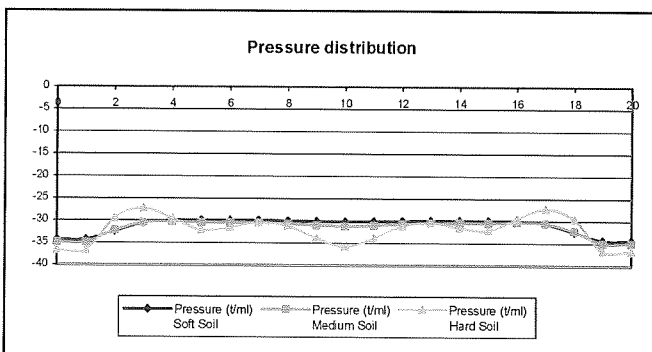
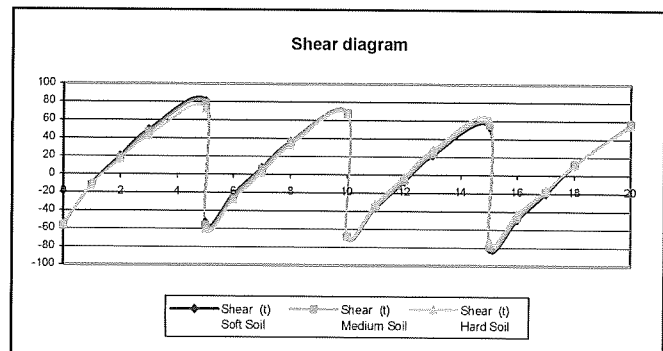
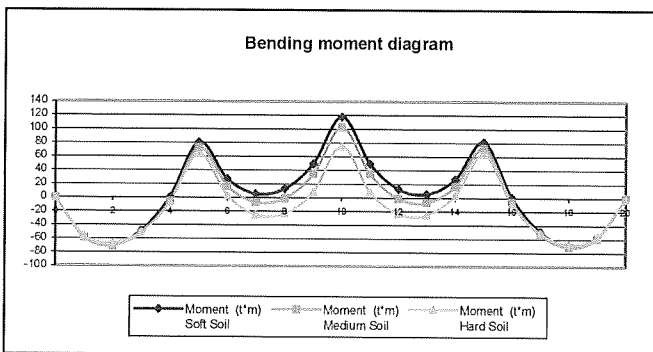
3.5.3. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 40 m y terreno Medio, en función de la variación de rigideces en la superestructura.



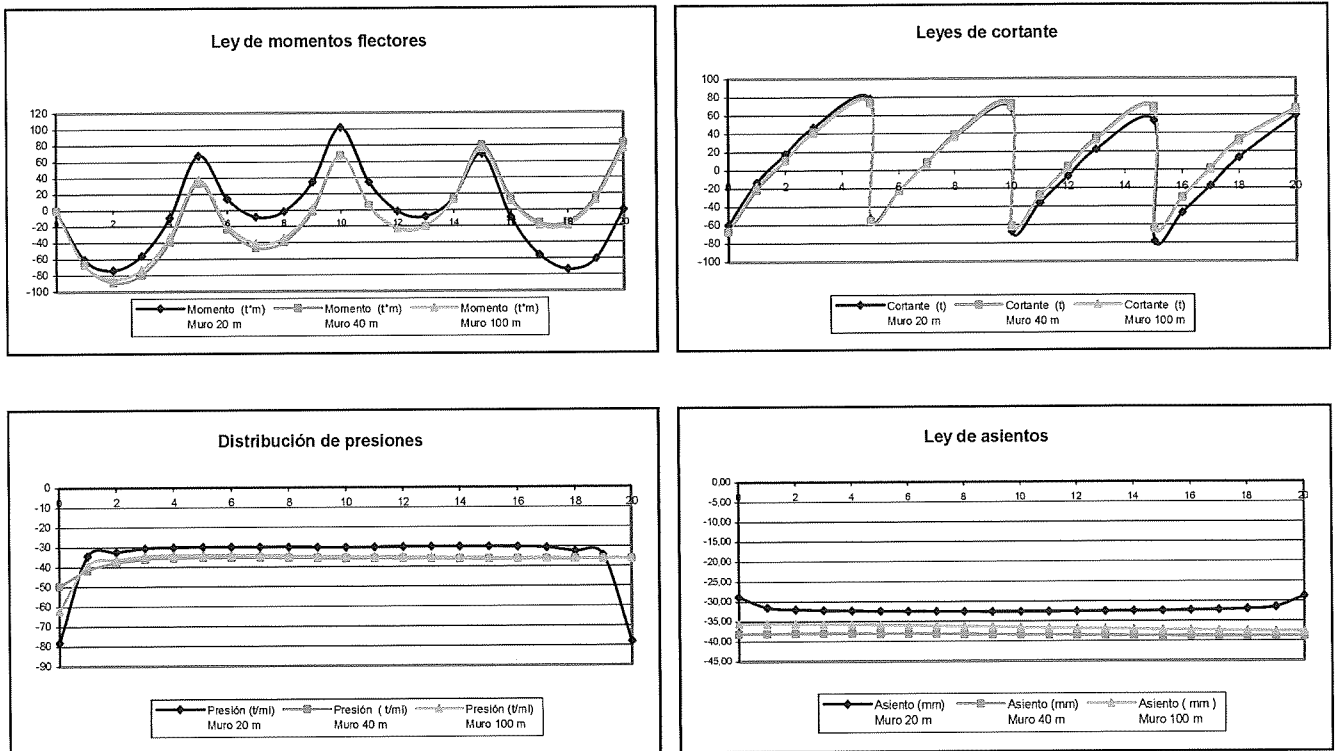
3.5.4. Resultant forces in a basement wall on soft terrain with case 1 superstructure stiffness, for different wall lengths



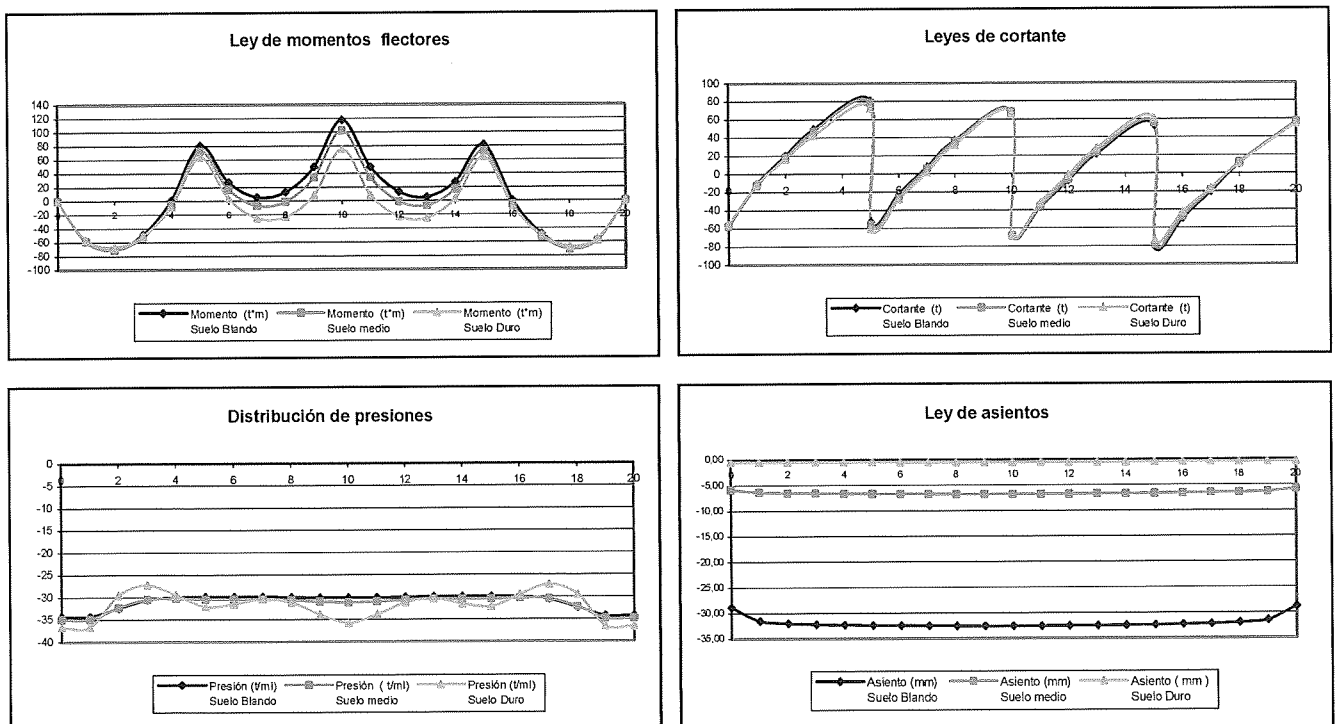
3.5.5. Resultant forces in a 20-m basement wall on soft terrain with case 2 superstructure stiffness, for different terrain stiffness conditions



3.5.4. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de rigidez en la superestructura caso 1 y terreno blando, en función de la variación de longitud.



3.5.5. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 20 m y rigidez en la superestructura caso 2, en función de la variación de rigidez del terreno.



Del análisis de los resultados obtenidos con las distintas combinaciones de variaciones de rigidez del conjunto superestructura-cimentación-terreno, con el método basado en una respuesta no lineal del terreno mediante la

The conclusions discussed below were drawn from the results obtained for the different combinations of superstructure-foundation-terrain stiffness conditions with the finite element theory-mediated non-linear terrain response model. These conclusions were subsequently taken as grounds for a series of practical recommendations intended to help simplify the estimation of the supplementary reinforcements required to absorb the longitudinal bending forces that may appear in basement walls, which are not generally taken into account in structural design.

In hard terrain, pressure is concentrated closer to column centre lines, deviating from uniform pressure distribution patterns. Since, for this reason, the longitudinal bending forces generated in the wall are relatively independent of all other variables (basement wall length and superstructure stiffness), no material differences were observed in the results for the various combinations of parameter variables.

As terrain consistency declines (medium and soft terrain) and basement wall stiffness rises (compared to the terrain), the wall is able to distribute pressure along its entire length and even shift part of the load from the intermediate to the end columns. The outcome is a much more significant variation in forces than in the preceding case. Hence, as superstructure stiffness rises, longer basement walls exhibit a greater increase in the bending moments at the ends of the wall.

Finally, the supplementary reinforcements recommended in the subsequent discussion should not be regarded to entail the same structural responsibility as those obtained with beam deflection engineering, for instance. Indeed, failure to comply with design steel requirements in the latter may lead to beam collapse, whereas in basement walls the mechanisms for transmitting loads to the terrain can be "re-accommodated" by the wall itself. And this may occur even in the event of cracking at the top of the wall or the bottom of the footing, developments which, while undesirable, have no significant effect on overall stability.

This, in the opinion of the authors, would explain why, despite the fact that longitudinal forces generated in walls are not ordinarily considered in design, they are "resisted", at least partially, by the horizontal reinforcement required by the different design codes in place to counter shrinkage and temperature effects, and by the "good practice" steel added at the top of such walls.

3.6. TABLES FOR DETERMINING LONGITUDINAL DEFLECTION IN BASEMENT WALLS WITH DIFFERENT SUPERSTRUCTURE-BASEMENT WALL-TERRAIN SYSTEM STIFFNESS CONDITIONS

The study on the three wall lengths is summarized in three tables showing the coefficients for the statically indeterminate moment corresponding to each span of wall, $q \cdot l^2/8$, that can be used to calculate the moments and therefore the upper and lower reinforcement ratios for the various combinations of superstructure stiffness (cases 1, 2, 3 and 4), basement wall length (20, 40 and 100 m) and terrain type (soft, medium and hard).

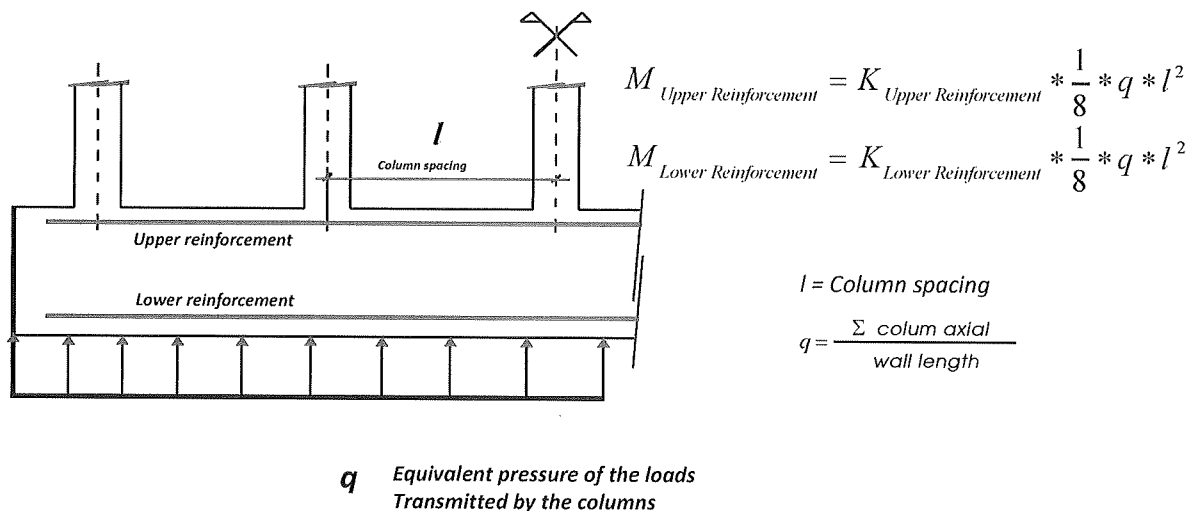


Figure 6.

teoría de los elementos finitos, hemos extraído las conclusiones que se indican a continuación, en las que nos basaremos para proponer una serie de recomendaciones de carácter práctico, que puedan ayudar a los proyectistas a estimar de forma sencilla las armaduras suplementarias a disponer para absorber los esfuerzos de flexión longitudinal que pueden aparecer en los muros de los sótanos y que no suelen ser tenidas en cuenta en los proyectos.

En los terrenos duros, las presiones sobre el terreno se concentran más próximas a los ejes de los pilares, alejándose de las leyes de presiones del reparto uniforme. Debido a esto, los esfuerzos de flexión longitudinal que se generan en el muro son relativamente independientes del resto de las variables (longitud del muro de sótano y rigidez de la superestructura) y por lo tanto los resultados obtenidos para las distintas combinaciones no presentan variaciones importantes.

A medida que el terreno posee menos consistencia (terrenos medios y blandos), la gran rigidez del muro de sótano (en comparación con la del terreno), es capaz de repartir las presiones a lo largo de éste, trasladando incluso parte de la carga de los pilares centrales a los extremos, produciéndose pues una variación de esfuerzos mucho más significativa. De esta forma, a medida que los muros de sótano van aumentando de longitud, los momentos flectores de los vanos más cercanos a los extremos, van aumentando en función de la rigidez de la superestructura.

Finalmente, queremos destacar el hecho de que las armaduras suplementarias que recomendaremos a continuación no deben ser contempladas con la misma responsabilidad estructural que las obtenidas, por ejemplo, con los cálculos a flexión de las vigas, ya que en éstas la no disposición de las armaduras de cálculo pueden conducir al colapso de las mismas, mientras que en los muros de sótano los mecanismos de transmisión de las cargas al terreno pueden ser "reacomodados" por el propio muro, aún en el caso de que, por defecto en la disposición de las armaduras suplementarias, se produzca alguna fisuración en el borde superior del muro o en la cara inferior de la zapata, no deseables, pero no trascendentales para la estabilidad del conjunto.

Esto justifica a nuestro juicio, el que a pesar de no haberse contemplado habitualmente en los proyectos los esfuerzos longitudinales generados en los muros, sí que hayan sido "resistidos", al menos parcialmente, por las armaduras horizontales exigidas por las distintas normativas de diseño existentes, por razones de retracción y temperatura y por las armaduras dispuestas "por la buena práctica" en la coronación del muro.

3.6. TABLAS PARA LA DETERMINACION DE LOS ESFUERZOS DE FLEXION LONGITUDINAL DE LOS MUROS DE SOTANO EN FUNCION DE LAS RIGIDECES DEL CONJUNTO SUPERESTRUCTURA-MURO DE SOTANO-TERRENO.

A continuación y como resumen del estudio realizado para las tres longitudes de muros, hemos confeccionado tres tablas con los coeficientes multiplicadores del momento isostático del vano, $q \cdot l^2/8$, que nos permiten obtener los momentos de diseño del muro para la determinación de las armaduras superiores e inferiores, para la combinación de las distintas rigideces consideradas para el conjunto superestructura (caso 1, caso 2, caso 3 y caso 4), muro de sótano (longitud 20 m, 40 m y 100 m) y terreno (blando, medio y duro).

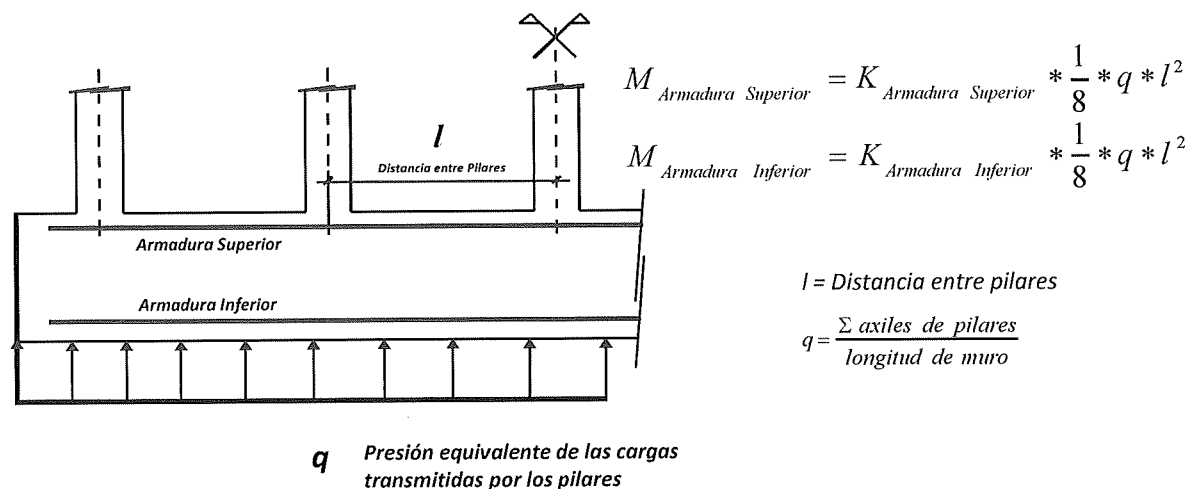


Figura 6.

TYPE OF TERRAIN	SUPERSTRUCTURE STIFFNESS CONDITIONS							
	CASE 1		CASE 2		CASE 3		CASE 4	
	$K_{\text{Lower reinforcement}}$	$K_{\text{Upper reinforcement}}$	$K_{\text{Lower reinforcement}}$	$K_{\text{Upper reinforcement}}$	$K_{\text{Lower reinforcement}}$	$K_{\text{Upper reinforcement}}$	$K_{\text{Lower reinforcement}}$	$K_{\text{Upper reinforcement}}$
TERRAIN SOFT	0,877	0,668	1,020	0,623	1,096	0,601	1,168	0,582
TERRAIN MEDIUM	0,816	0,642	0,889	0,612	0,925	0,593	0,957	0,574
TERRAIN HARD	0,647	0,593	0,652	0,579	0,654	0,571	0,655	0,563

Table 1. Twenty-metre wall

TYPE OF TERRAIN	SUPERSTRUCTURE STIFFNESS CONDITIONS							
	CASE 1		CASE 2		CASE 3		CASE 4	
	$K_{\text{Lower reinforcement}}$	$K_{\text{Upper reinforcement}}$	$K_{\text{Lower reinforcement}}$	$K_{\text{Upper reinforcement}}$	$K_{\text{Lower reinforcement}}$	$K_{\text{Upper reinforcement}}$	$K_{\text{Lower reinforcement}}$	$K_{\text{Upper reinforcement}}$
SOFT	0,716	0,770	0,837	0,703	1,028	0,621	1,114	0,591
TERRAIN MEDIUM	0,671	0,729	0,722	0,657	0,774	0,585	0,825	0,553
TERRAIN HARD	0,572	0,593	0,574	0,591	0,577	0,562	0,581	0,527

Table 2. Forty-metre wall

TYPE OF TERRAIN	SUPERSTRUCTURE STIFFNESS CONDITIONS							
	CASE 1		CASE 2		CASE 3		CASE 4	
	$K_{\text{Lower reinforcement}}$	$K_{\text{Upper reinforcement}}$	$K_{\text{Lower reinforcement}}$	$K_{\text{Upper reinforcement}}$	$K_{\text{Lower reinforcement}}$	$K_{\text{Upper reinforcement}}$	$K_{\text{Lower reinforcement}}$	$K_{\text{Upper reinforcement}}$
SOFT	0,658	0,732	0,790	0,685	1,051	0,611	1,145	0,588
TERRAIN MEDIUM	0,641	0,687	0,703	0,640	0,757	0,588	0,803	0,531
TERRAIN HARD	0,576	0,575	0,601	0,543	0,604	0,520	0,605	0,499

Table 3. One hundred-metre wall

3.7. APPROXIMATE METHOD RECOMMENDED FOR DETERMINING THE SUPPLEMENTARY BASEMENT WALL REINFORCEMENT REQUIRED TO ABSORB THE LONGITUDINAL MOMENTS GENERATED

Given the supplementary nature of the reinforcement to be added to the steel specified for other purposes, for all practical intents and purposes, the procedure consisting in dividing the moments by parameter Z that defines the distance between the tensile and compressive resultants located in the upper or lower part of the footing (depending on the sign) is believed to be sufficiently precise for determining the strength of this rebar. In other words, the forces generated are deemed to be counterbalanced by the pair of forces ensuing from reinforcement and compression block carrying capacity.

Much as in the strut-and-tie analysis of wall beams, the geometric characteristics shown in Figure 7 below are proposed for the strength area.

TIPO DE TERRENO	CASOS DE RIGIDECES EN SUPERESTRUCTURA							
	CASO 1		CASO 2		CASO 3		CASO 4	
	K Armadura Inferior	K Armadura Superior	K Armadura Inferior	K Armadura Superior	K Armadura Inferior	K Armadura Superior	K Armadura Inferior	K Armadura Superior
TERRENO BLANDO	0,877	0,668	1,020	0,623	1,096	0,601	1,168	0,582
TERRENO MEDIO	0,816	0,642	0,889	0,612	0,925	0,593	0,957	0,574
TERRENO DURO	0,647	0,593	0,652	0,579	0,654	0,571	0,655	0,563

Tabla 1. Longitud de muro 20 m

TIPO DE TERRENO	CASOS DE RIGIDECES EN SUPERESTRUCTURA							
	CASO 1		CASO 2		CASO 3		CASO 4	
	K Armadura Inferior	K Armadura Superior	K Armadura Inferior	K Armadura Superior	K Armadura Inferior	K Armadura Superior	K Armadura Inferior	K Armadura Superior
TERRENO BLANDO	0,716	0,770	0,837	0,703	1,028	0,621	1,114	0,591
TERRENO MEDIO	0,671	0,729	0,722	0,657	0,774	0,585	0,825	0,553
TERRENO DURO	0,572	0,593	0,574	0,591	0,577	0,562	0,581	0,527

Tabla 2. Longitud de muro 40 m

TIPO DE TERRENO	CASOS DE RIGIDECES EN SUPERESTRUCTURA							
	CASO 1		CASO 2		CASO 3		CASO 4	
	K Armadura Inferior	K Armadura Superior	K Armadura Inferior	K Armadura Superior	K Armadura Inferior	K Armadura Superior	K Armadura Inferior	K Armadura Superior
TERRENO BLANDO	0,658	0,732	0,790	0,685	1,051	0,611	1,145	0,588
TERRENO MEDIO	0,641	0,687	0,703	0,640	0,757	0,588	0,803	0,531
TERRENO DURO	0,576	0,575	0,601	0,543	0,604	0,520	0,605	0,499

Tabla 3. Longitud de muro 100 m

3.7. METODO APROXIMADO RECOMENDADO PARA LA DETERMINACION DE LAS ARMADURAS SUPLEMENTARIAS A DISPONER EN LOS MUROS DE SOTANO PARA ABSORBER LOS MOMENTOS LONGITUDINALES GENERADOS.

Dado el carácter de armaduras complementarias a sumar a las que deban disponer por otras consideraciones, estimamos suficientemente preciso a efectos prácticos, el determinar la capacidad mecánica de estas armaduras dividiendo los momentos entre el brazo mecánico Z que regula la distancia entre las resultantes de tracción y compresión, localizadas en la parte superior del muro o en la parte inferior de la zapata, según sea el signo del momento. Es decir, consideramos que el par de fuerzas proporcionado por la capacidad resistente de las armaduras dispuestas y la del bloque de compresión equilibran los esfuerzos generados.

A semejanza del análisis de las vigas pared por el método de bielas y tirantes, proponemos las siguientes características geométricas de la sección resistente, indicadas en la Figura 7.

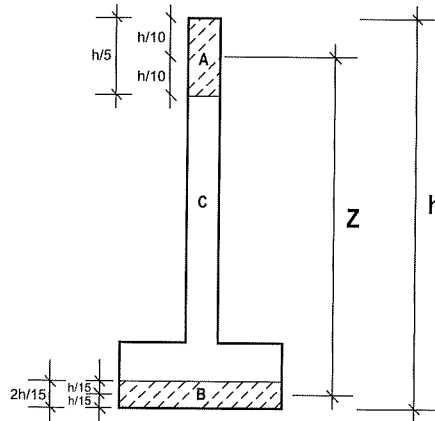


Figure 7. Strength area of basement wall.

$$Z = h - \frac{h}{15} - \frac{h}{10} = \frac{5}{6}h$$

$$\text{Si } T_d = \frac{M_d}{Z} \longrightarrow A_s = \frac{T_d}{f_{yd}}$$

Although the lower longitudinal reinforcements are generally placed closer to the bottom of the footing, for the intents and purposes of the present calculations, the centre of gravity of the tension or compression (depending on the sign of the moment) area was regarded to be located at $h/15$ from the bottom of the footing, where h is the wall height.

The recommended working stress of the steel to meet the ultimate cracking state requirement and limit crack width is $f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$.

The proposed distribution for the respective reinforcement, which should be placed in the upper part of the wall, is: up to around 50% of the total calculated (see Chapter 4) at the top, in the form of two or three 16 to 20 ϕ round bars, depending on wall characteristics, and the remaining 50% between the two vertical sides in region A, in addition to the horizontal steel to counter shrinkage and temperature effects in that region. If calculations show only a small amount of supplementary reinforcement to be required, less than two 16 ϕ bars for instance, such bars may be placed at the top of the wall only, while the shrinkage and temperature reinforcement may be placed along the vertical sides, even in region A.

The reinforcement for area B, where required, would in principle be added to the structural distribution steel placed at the bottom of the footing. Nonetheless, the use of additional reinforcement or the inclusion of the distribution steel, at least partially, in the calculation of the total reinforcement ratio needed for each specific case is left to the discretion of the design engineer.

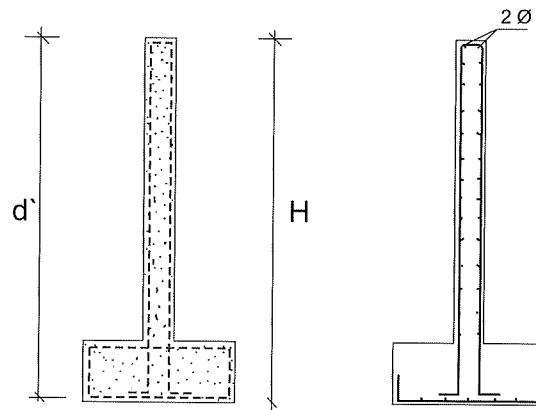


Figure 8.

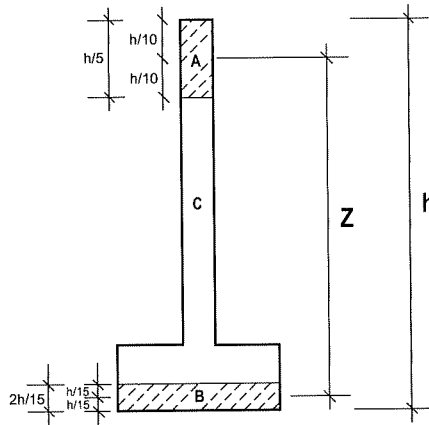


Figura 7. Sección resistente de un muro de sótano.

$$Z = h - \frac{h}{15} - \frac{h}{10} = \frac{5}{6}h$$

$$\text{Si } T_d = \frac{M_d}{Z} \longrightarrow A_s = \frac{T_d}{f_{yd}}$$

Independientemente de que las armaduras longitudinales inferiores de la zapata se encuentren en general más cerca de su cara inferior, hemos considerado, a efectos de cálculo, que el centro de gravedad de la cabeza de tracción o de compresión en la parte inferior del muro (según sea el signo del momento), se encuentra a una separación de $h/15$ de la cara inferior de la zapata, siendo h la altura del muro.

Para cumplir con el estado límite de fisuración y limitar la abertura de fisura, proponemos limitar la tensión de trabajo del acero a $f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$.

La armadura así calculada que deba disponerse en la parte superior del muro, proponemos distribuirla de la siguiente forma: un conjunto de 2 ó 3 redondos en su borde superior, de diámetros $\phi 16$ a $\phi 20$ en función de las características del muro, hasta un porcentaje del orden del 50% de las obtenidas con los cálculos (ver Apartado 4), disponiendo el otro 50% entre las dos caras laterales de la región A, que se deberían sumar a las armaduras horizontales del muro dispuestas por consideraciones de retracción y temperatura. Si las armaduras suplementarias necesarias por cálculo resultan poco importantes, por ejemplo inferiores a $2\phi 16$, se podrían disponer exclusivamente en el borde superior del muro, dejando en las caras laterales, incluso en la región A, las dispuestas por consideraciones de retracción y temperatura.

Las armaduras a disponer en la región B, para el caso en que resulten necesarias, se añadirían en principio a las armaduras de reparto dispuestas por motivos estructurales en la cara inferior de la zapata, quedando no obstante a criterio del proyectista, en función de las características de cada caso concreto, si deben ser suplementarias o bien pueden ser aprovechadas dichas armaduras de reparto en el cómputo de la sección total de armaduras a disponer, al menos parcialmente.

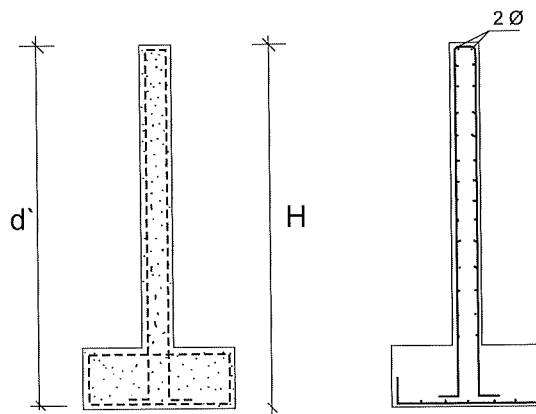


Figura 8.

4. EFFECT OF LOCAL LOADS ON A BASEMENT WALL

The preceding sections contain an analysis of the forces generated by superstructure action on the longitudinal plane of a basement wall.

The present Chapter addresses the local effect of column loads at the top of the wall which may generate tensile stress not normally analyzed in structural engineering and which, depending on the characteristics of the problem, may make it advisable to reinforce column bases with supplementary steel.

4.1. PROCEDURES TO DETERMINE THE STRESS GENERATED BY LOCAL LOADS

The stress generated by column loads at the top of basement walls does not conform to the Bernoulli-Navier or Kirchoff hypotheses (to the effect that straight and normal planes remain straight and normal while force is applied), any more than wall beams or loads concentrated on solid bodies. Since, therefore, no non-linear stress distribution σ_x may be defined nor stress σ_y and τ_{xy} disregarded, stress distribution analysis entails determining all internal force equilibrium and compatibility conditions.

The methods generally used to analyze the effect of concentrated loads under conditions similar to those studied here include:

- Methods based on theoretical studies.
- Methods based on photoelasticity.
- Methods based on full-scale laboratory tests.
- Methods based on finite element analysis.
- Methods based on approximate strength analysis, such as the strut and tie system.

In the present paper, the last two methods listed were used to analyze column loads applied at the top of basement walls. The aim was to establish practical recommendations for estimating the amount of supplementary reinforcement needed at the top of walls to suitably absorb the tensile stress generated.

4.2. RECOMMENDATIONS FOR REINFORCING BASEMENT WALLS TO ACCOMMODATE VERTICAL LOADS

Much research has been conducted on this subject in connection with wall beams and very deep reinforced concrete members, and the ratio required and most suitable reinforcement steel arrangements are generally specified in national standards and codes on reinforced concrete members. Basement walls, on the contrary, have been scantily researched and only a handful of fairly conservative recommendations are in place.

4.2.1. FINITE ELEMENT-BASED ANALYSIS

Wall type and type of terrain where they rest were modelled to analyze the stress distribution for the column loads generated at the top of basement walls. This involved defining the discrete components represented in Figure 9 and visualizing the trajectory of the primary horizontal and vertical stress lines across the wall, as shown in the stress diagram in the figure.

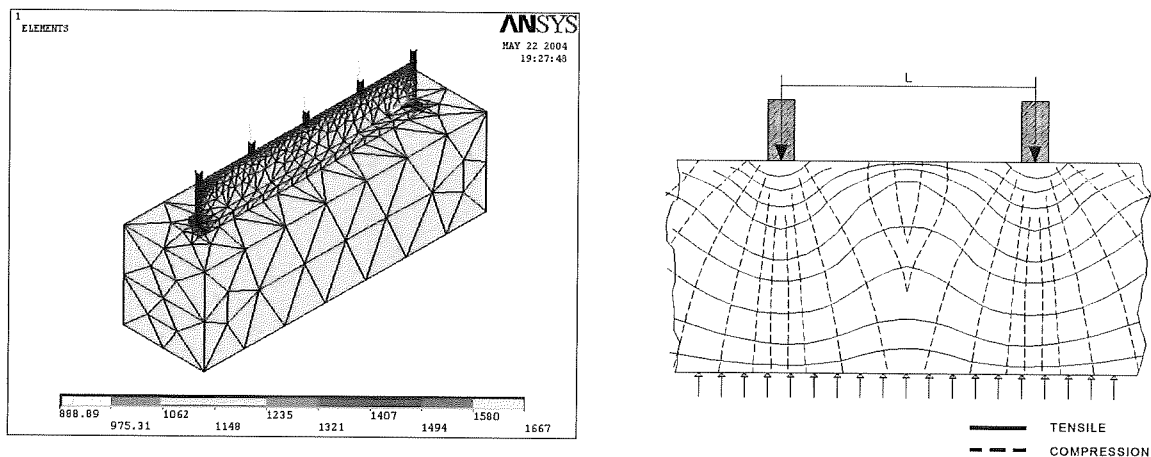


Figure 9.

4. EFECTO DE LAS CARGAS LOCALES SOBRE UN MURO DE SÓTANO.

En los puntos anteriores hemos analizado los esfuerzos originados por las acciones de la superestructura en el plano longitudinal de un muro de sótano.

En este Apartado, estudiaremos el efecto local de las cargas de los pilares sobre la coronación del muro, que pueden generar tensiones de tracción no analizadas generalmente en los cálculos y que, en función de las características del problema, puedan aconsejar la disposición de armaduras suplementarias en las proximidades de la base de los pilares.

4.1. PROCEDIMIENTOS PARA DETERMINAR LAS TENSIONES PRODUCIDAS POR LAS CARGAS LOCALIZADAS.

Al igual que en las vigas pared, o en el análisis de las cargas concentradas sobre macizos, las tensiones generadas por las cargas de los pilares sobre la coronación de los muros de sótano se desarrollan sin que se cumplan las hipótesis de Bernoulli-Navier, ó de Kirchhoff, de mantenimiento de las secciones planas durante la aplicación de los esfuerzos, con una distribución de tensiones σ_x no lineal y sin que sea posible desprestigiar las tensiones σ_y y τ_{xy} , siendo necesario por tanto realizar el análisis determinando todas las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de los esfuerzos internos.

Los métodos utilizados normalmente para realizar un análisis del efecto de cargas concentradas en condiciones similares a las de este estudio, se podrían resumir en los siguientes:

- Métodos basados en estudios teóricos.
- Métodos basados en la fotoelasticidad.
- Métodos basados en la realización de ensayos a escala real en el laboratorio.
- Métodos basados en el análisis con elementos finitos.
- Métodos basados en esquemas resistentes aproximados, como el de las bielas y tirantes.

En el presente trabajo vamos a analizar el efecto de las cargas de los pilares en la coronación de los muros de sótano, con los dos últimos métodos, tratando de obtener algunas recomendaciones de índole práctico que permitan estimar las armaduras suplementarias a disponer en la parte superior de los muros, para absorber convenientemente las tensiones de tracción generadas.

4.2. RECOMENDACIONES DE ARMADO PARA LA ACCION DE CARGAS VERTICALES SOBRE UN MURO DE SOTANO.

Las investigaciones realizadas sobre este tema para el caso de vigas pared y elementos de hormigón armado de gran canto, son numerosas y las recomendaciones sobre la cuantía de armaduras necesarias y su disposición más conveniente, suelen venir recogidas en las Normas e Instrucciones relativas a elementos de hormigón armado de los distintos países. No ocurre lo mismo para los muros de sótano, para los que las investigaciones realizadas son escasas y las pocas recomendaciones que pueden encontrarse, suelen resultar conservadoras.

4.2.1. ESTUDIO BASADO EN EL ANÁLISIS CON ELEMENTOS FINITOS.

Para analizar la distribución de tensiones generadas por la acción de las cargas de los pilares en la coronación de un muro de sótano, se ha modelizado el muro tipo y el terreno sobre el que se apoya, discretizándolos en el conjunto de elementos representado en la Figura 9, visualizando la trayectoria de las tensiones principales a lo largo del muro, verticales y horizontales, como se indica en el esquema de tensiones de la misma figura.

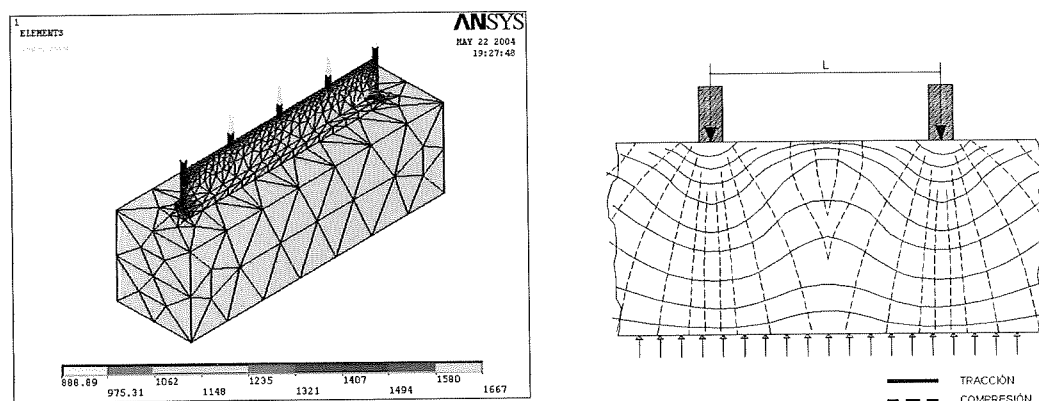


Figura 9.

The wall was divided longitudinally into two zones to analyze the distribution of vertical compression stress. Figure 10 shows the stress generated under the intermediate columns and Figure 11 the stress under the end columns.

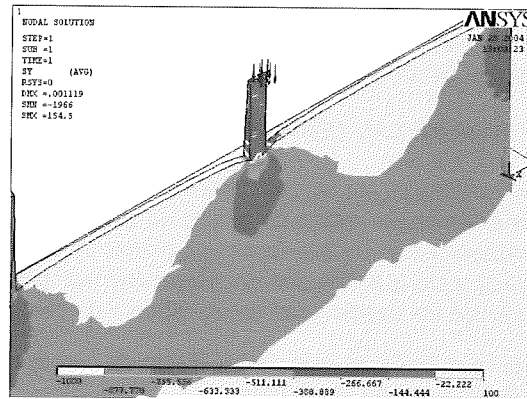


Figure 10. Vertical stress distribution for an intermediate column.

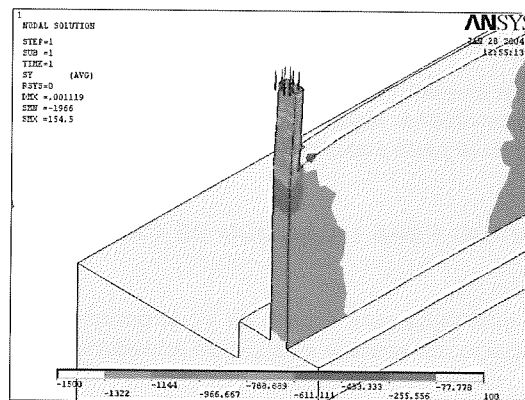


Figure 11. Vertical stress distribution for an end column.

The distribution of horizontal tensile and compression stress generated under the intermediate columns is shown in Figure 12.

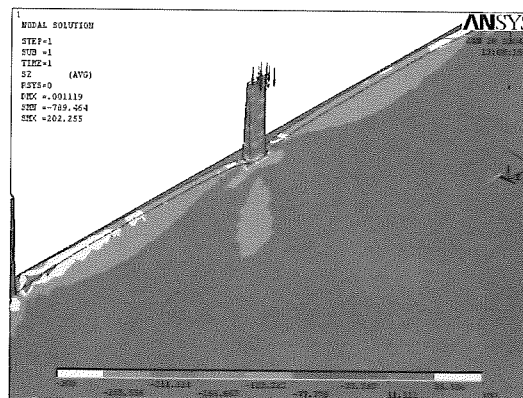


Figure 12. Horizontal stress distribution for an intermediate column.

Para el análisis de la distribución de las tensiones verticales de compresión se ha dividido longitudinalmente el muro en dos zonas, correspondiendo la de la Figura 10 a las producidas bajo los pilares interiores y la Figura 11 a las producidas bajo los pilares extremos.

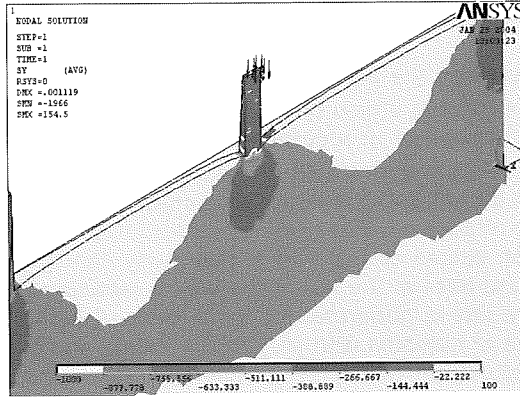


Figura 10. Distribución de tensiones verticales para el pilar intermedio.

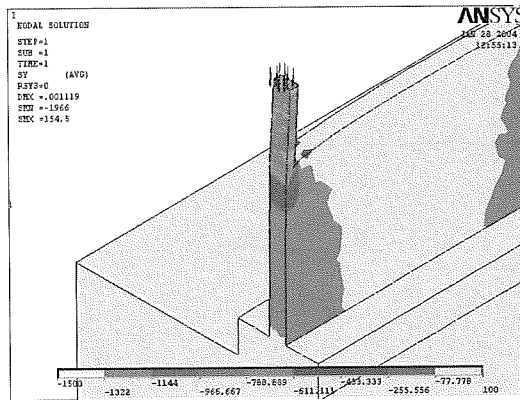


Figura 11. Distribución de tensiones verticales para el pilar extremo.

La distribución de las tensiones horizontales producidas bajo los pilares intermedios, de tracción y de compresión, se reflejan en la Figura 12.

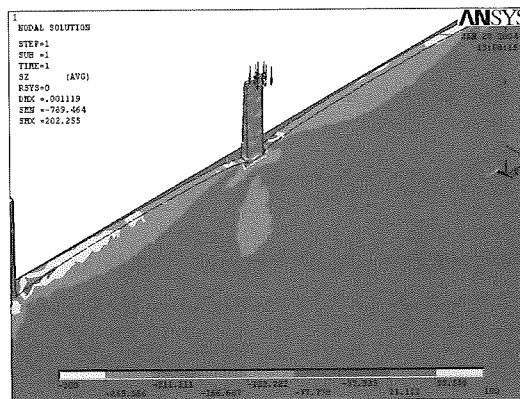


Figura 12. Distribución horizontal de tensiones para el pilar intermedio.

It may be concluded from the stress analysis that, as expected, the vertical compression stress, channelled along the column shaft, is gradually dissipated across the wall, rapidly tapering to very moderate levels. No reinforcement is therefore needed to counter the concentrated column loads, providing column design is standard-compliant. Column vertical reinforcement must be anchored deeply enough into the wall, but need not be extended to the footing unless, because of its dimensions, the column juts out beyond the plane of the wall or the value of the column loads or the transversal bending study warrants supplementary reinforcement.

An analysis of the horizontal stress along the plane of the wall reveals that, for the standard building conditions assumed in this study, the maximum tensile stress generated is very moderate, on the order of 6 Kg/cm^2 , and is located at the top of the inter-column span or at a certain depth underneath the columns. Compression stress is the prevailing horizontal force immediately underneath the columns, with values on the order of 30 kg/cm^2 . This result would appear to explain the infrequent appearance of cracking at the top of the wall attributable to this cause, despite the general absence of supplementary reinforcement to prevent such developments. That is to say, for the standard load and dimension values considered in this study, the "good practice" recommendations consisting in including two or three round bars at the top of the wall in addition to the horizontal shrinkage and temperature steel, suffice to absorb the stress generated by local loads. A higher reinforcement ratio would be recommended only for special buildings or columns with very heavy loads, and even then its absence would not generally entail situations of severe structural risk for the building; rather, the most serious effect would be the appearance of a few cracks at the top of the wall.

4.2.2. SIMPLIFIED METHOD

Mention might be made here of J. CALAVERA's (2) discussion of the horizontal compression stress generated in the upper part of the wall underneath the columns, and the horizontal tensile stress appearing at a certain depth, as reflected in Figure 13.

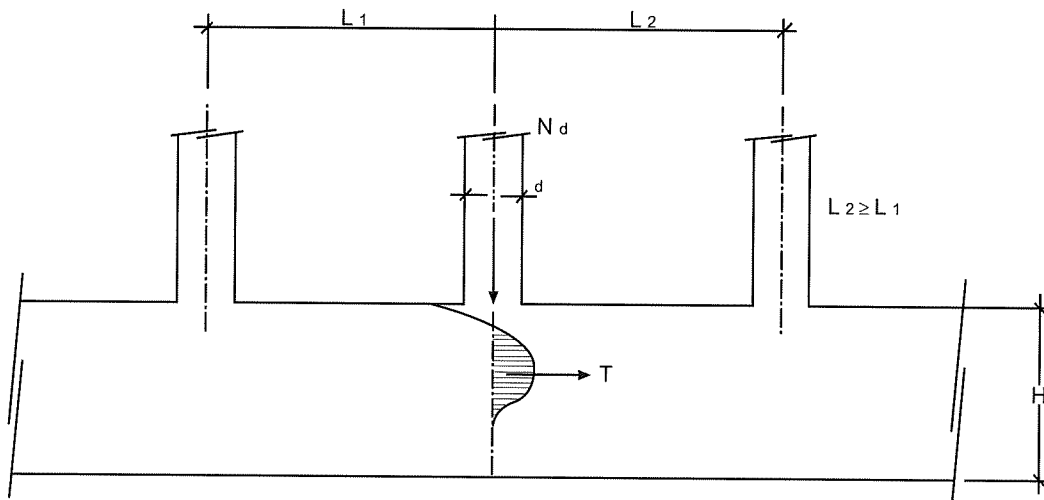


Figure 13. (Taken from J. Calavera, *Cálculo de Estructuras de Cimentación*, 4th edition)

Introducing certain simplifications, the resultant of these tensile forces can be found from the following expression:

$$T = 0,3 \cdot N_d \left(1 - \frac{d}{L_2} \right)$$

Where L_2 is the wider of the two spans adjacent to the column in question and "d" its dimension in the longitudinal direction of the wall. The reinforcement bars should, therefore, be uniformly arranged at height H of the wall (or at height L_1 if $L_1 < H$ and $L_1 \leq L_2$).

$$A_s \cdot f_{yd} = 0,3 \cdot N_d \left(1 - \frac{d}{L_2} \right)$$

Del análisis de las tensiones generadas puede concluirse que, como resultaba previsible, las tensiones verticales de compresión, que vienen canalizadas por el fuste del pilar, se disipan gradualmente a lo largo del muro, reduciéndose rápidamente a niveles de tensiones muy moderados, sin que sea por tanto necesario ningún tipo de refuerzo por motivo de las cargas concentradas de los pilares, siempre que en el diseño de éstos se hayan cumplido las recomendaciones de las Normas correspondientes. Las armaduras verticales de los pilares deben anclarse suficientemente en el muro sin que por efecto de las cargas verticales resulte necesaria su prolongación hasta la zapata, a no ser que la dimensión del pilar imponga una mocheta fuera del plano del muro, o el valor de las cargas del pilar, o el estudio de flexión transversal, exijan otros suplementos de armaduras.

El análisis de las tensiones horizontales en el plano del muro permite apreciar que, para las condiciones consideradas en este estudio, que pueden considerarse como típicas para edificios normales, las máximas tensiones de tracción generadas son muy moderadas, del orden de 6 Kg/cm^2 y localizadas en el borde superior del muro en la zona del vano entre pilares, o a una cierta profundidad bajo los pilares. Inmediatamente por debajo de la base de los pilares las tensiones horizontales producidas resultan de compresión, con valores máximos del orden de 30 Kg/cm^2 . Este resultado parece justificar el hecho de que no sea habitual la presencia de fisuraciones en la coronación de los muros por este fenómeno, a pesar de no ser habitual la disposición de armaduras suplementarias a estos efectos. Es decir que para los valores de cargas y dimensiones usuales considerados en este estudio, las recomendaciones de "buena práctica" de disponer dos o tres redondos por la coronación del muro, conjuntamente con las armaduras horizontales del muro dispuestas por razones de retracción y temperatura, resultan suficientes para la absorción de las tensiones producidas por las cargas localizadas. Únicamente para el caso de edificios singulares, o pilares con grandes cargas, sería aconsejable la disposición de una cuantía mayor de armaduras, sin que su ausencia pueda provocar, en general, situaciones de grave riesgo estructural para el edificio, sino, en todo caso provocar la aparición de algunas fisuras en la parte superior del muro.

4.2.2. METODO SIMPLIFICADO.

A estos efectos resulta interesante comentar las observaciones según CALAVERA, J. (2), donde en la zona superior de un muro, se producen compresiones horizontales por debajo de los pilares y a una cierta profundidad tracciones horizontales, según se refleja en la Figura 13.

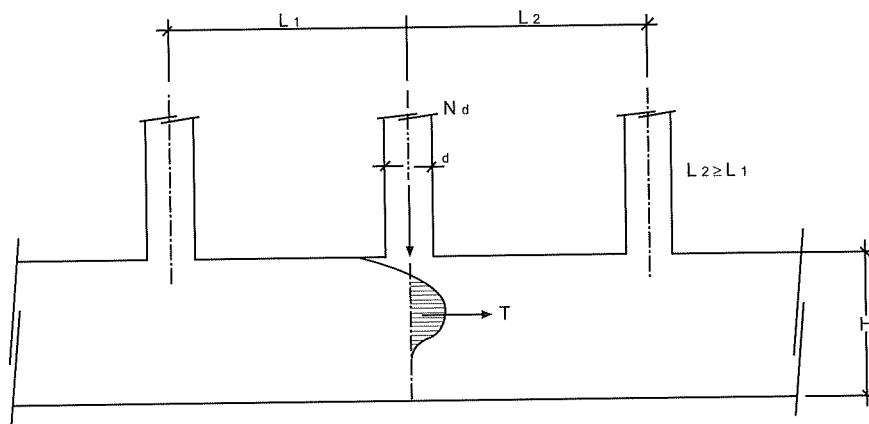


Figura 13. (Tomada de Cálculo de Estructuras de Cimentación, 4ª edición - J. Calavera)

Simplificadamente, la resultante de estas tracciones, se puede evaluar con la siguiente fórmula:

$$T = 0,3 \cdot N_d \left(1 - \frac{d}{L_2} \right)$$

Siendo L_2 la mayor de las luces contiguas al pilar considerado y "d" su dimensión en el sentido longitudinal del muro, debiendo disponerse, pues, una cuantía de armadura distribuida uniformemente en la altura H del muro (o en un altura L_1 , si $L_1 < H$ y $L_1 \leq L_2$).

$$A_s \cdot f_{yd} = 0,3 \cdot N_d \left(1 - \frac{d}{L_2} \right)$$

In the respective chapter in (3), the author notes that reinforcement intended to absorb shrinkage and temperature stress can also be used for other purposes, particularly as regards ultimate limit states, in keeping with the foregoing observations.

It may therefore be concluded that, pursuant to the recommendations set out in (3) and the present conclusions, the placement of two bars at the top of the wall is recommendable to control shrinkage or temperature cracking and possible tensile stress generated by local column loads. The diameter of these bars would depend on the height of the wall, following the criterion set out in Figure 14.

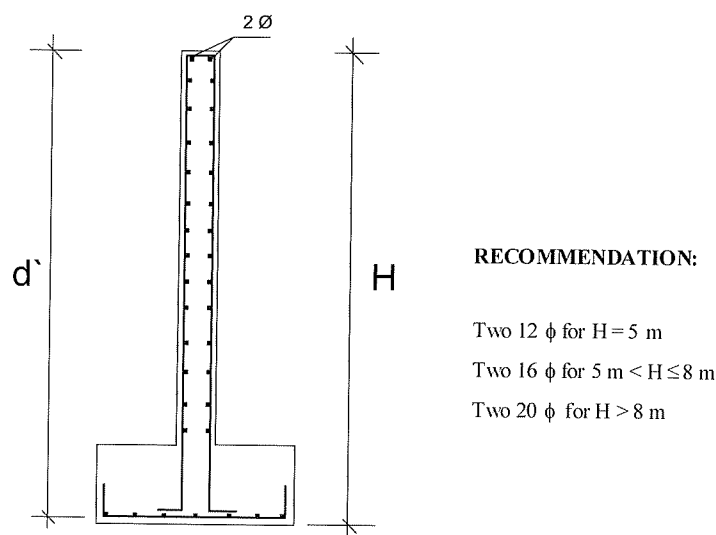


Figure 14. Recommendation for reinforcement at the top of the wall. (Taken from J. Calavera, *Cálculo de Estructuras de Cimentación*, 4th edition)

4.2.3. STRUT AND TIE METHOD APPLIED TO THE VERTICAL LOADS ON BASEMENT WALLS

The Strut and Tie Method included in the Spanish structural concrete code EHE (12) constitutes a practical, simplified method for studying the transmission of forces in certain areas of reinforced members where conventional bending stress analysis is insufficient. It was first used in 1899 by Professor Ritter to study the areas near the supports of members subjected to flexural stress.

Theoretical grounds

The Strut and Tie Method is a procedure for designing linear, surface or volumetric concrete members in which members are idealized into a (two- or three-dimensional) system of doubly jointed bars that depict behaviour in all or part of the structure.

Since the Method is based on double-jointed systems, the component members work under pure tensile or pure compression stress. In classical method nomenclature, the compressed members are called struts and the tensioned members ties. Inter-strut, inter-tie or inter-strut and tie joints are called nodes.

Description

In concrete structure design and dimensioning, the sections to be studied may be divided for these purposes into two major groups. The B regions conform to the Bernoulli-Navier or Kirchoff hypotheses, according to which cross-sectional planes normal to the reference line remain straight and normal when deformation occurs. In the D regions (regions of geometric and static discontinuity or disturbance), a point or concentrated load induces – not stress following the pattern described in the above hypotheses – but rather a flow of forces with a complex stress and strain distribution (see Figure 15).

The effect of vertical loads on a basement wall is a clear example of a Strut and Tie Method D region, specifically a region of generalized discontinuity (see Figure 16).

En el apartado correspondiente a (3), se indica también que la armadura destinada a cubrir tensiones de retracción y temperatura puede ser utilizada simultáneamente para cualquier otro fin resistente, en particular para los estados límites últimos, en concordancia con los comentarios realizados anteriormente.

Así pues, independientemente de otras consideraciones, puede concluirse que, de acuerdo con las recomendaciones en (3) y de lo deducido de nuestro estudio, resulta recomendable disponer un par de barras en la coronación del muro, con objeto de controlar las fisuras de retracción y temperatura o posibles tracciones provocadas por las cargas locales de los pilares. El diámetro de estas barras, podría fijarse en relación con la altura del muro, según el criterio de la Figura 14.

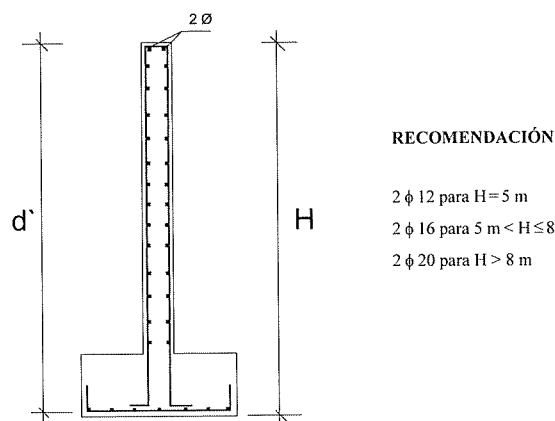


Figura 14. Recomendación para armaduras en la coronación del muro. (Tomada de *Cálculo de Estructuras de Cimentación*, 4ª edición - J. Calavera)

4.2.3. METODO DE BIELAS Y TIRANTES APLICADO A LA ACCION DE CARGAS VERTICALES SOBRE UN MURO DE SOTANO.

El Método de Bielas y Tirantes fue incorporado a la Instrucción de hormigón estructural EHE (12) y constituye un método simplificado de carácter práctico para el estudio de la transmisión de esfuerzos en determinadas zonas de los elementos armados, en las que resulta inadecuado el análisis convencional de piezas sometidas a flexión. Este Método tuvo su primera aplicación en 1899 por el profesor Ritter, para el estudio en las proximidades de los apoyos de los elementos solicitados a flexión.

Fundamento teórico.

El Método de Bielas y Tirantes es un procedimiento que permite el diseño de elementos de hormigón, lineales, superficiales o volumétricos. La estructura se idealiza mediante un sistema (plano o espacial) de barras biarticuladas, que intenta representar el comportamiento de la estructura o parte de ella.

Debido a que el Método está basado en sistemas biarticulados, los elementos que los componen trabajan a tracción o compresión pura. En la nomenclatura clásica del Método, los elementos comprimidos se denominan bielas, mientras que los elementos traccionados se denominan tirantes. Las zonas de unión entre bielas, entre tirantes, o entre bielas y tirantes, se denominan nudos.

Descripción del Método.

Para el proyecto y dimensionamiento de las estructuras de hormigón, las secciones a comprobar pueden dividirse a estos efectos en dos grandes grupos, que son, las regiones B, para las que se aceptan las hipótesis de Bernoulli-Navier o Kirchhoff, en las que las secciones planas normales a la directriz se mantienen planas al deformarse y por otro lado las regiones D (regiones de discontinuidad geométrica y estática), en las cuales, debido al efecto de una carga puntual o concentrada, las tensiones inducidas por las cargas no responden a las hipótesis anteriormente mencionadas, sino que se desarrollan en forma de flujo, con una distribución tensional y de deformaciones compleja (ver Figura 15).

El efecto que produce la acción de las cargas verticales sobre un muro de sótano utilizando el Método de Bielas y Tirantes, es un claro ejemplo de una región D, específicamente una discontinuidad generalizada (ver Figura 16).

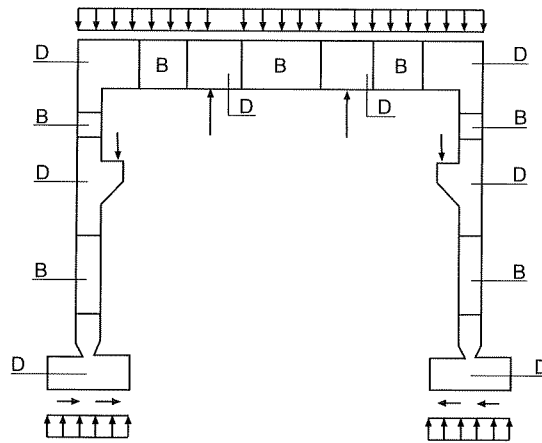


Figure 15.

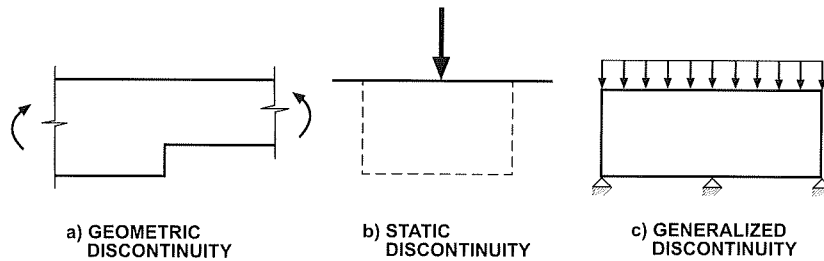


Figure 16.

Model adopted

The Strut and Tie Model adopted to simultaneously study longitudinal bending and the local effect of column loads on a basement wall represents the flow of the forces within the structure, which has been simplified into a two-dimensional lattice representing the compression (strut) and tensile (tie) stress on the reinforcement.

The Strut and Tie Model was applied to a bilaterally symmetrical intermediate section, i.e., disregarding the end columns that would not be representative for these intents and purposes. As noted earlier, since the effect of the perpendicular wall would not be considered, the distribution of pressures in the terrain and, consequently, of stress in the wall, would deviate from real conditions.

Figure 17 illustrates the proposed approach for the wall type studied. Inasmuch as the procedure is a mere approximation, these criteria would have to be revised prior to application to walls with different characteristics.

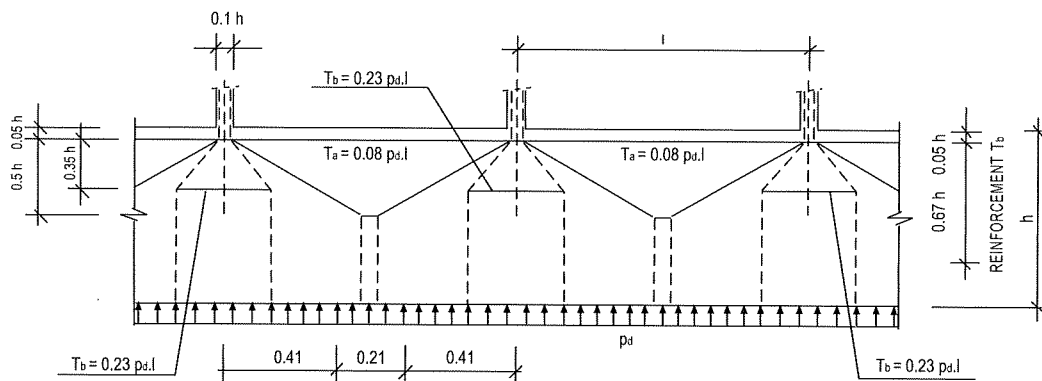


Figure 17. Proposed Strut and Tie Model.

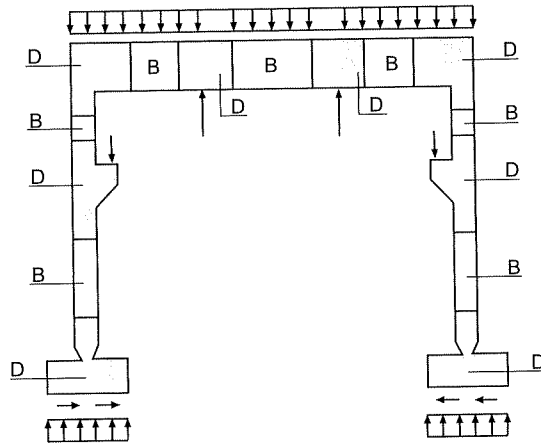


Figura 15.

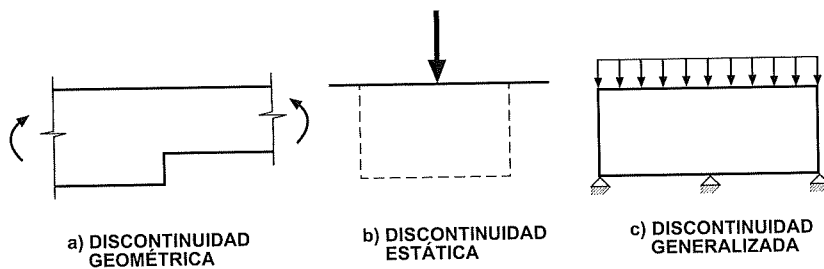


Figura 16.

Modelo adoptado.

El Modelo de Bielas y Tirantes adoptado para el estudio simultáneo de la flexión longitudinal y del efecto local de las cargas de los pilares en un muro de sótano, representa el flujo de fuerzas dentro de la estructura, el cual ha sido simplificado como una celosía de dos dimensiones, en la que se reproducen las resultantes de compresiones (bielas) y las tracciones en la armadura (tirantes).

Para aplicar el Modelo de Bielas y Tirantes al caso que nos ocupa, hemos considerado una sección central con simetría a ambos lados, no considerando pues el caso de la zona del pilar de borde, que a estos efectos no sería representativa, ya que, como se ha comentado en apartados anteriores, no se tendría en cuenta el efecto del muro perpendicular, que a efecto de reparto de presiones en el terreno y consiguientemente de la distribución de tensiones en el muro, se alejaría de la realidad.

En la Figura 17 se propone un criterio para la aplicación del Método en el caso del muro tipo estudiado, que se debería revisar para el estudio de muros de características diferentes, teniendo siempre en cuenta el carácter aproximado del procedimiento.

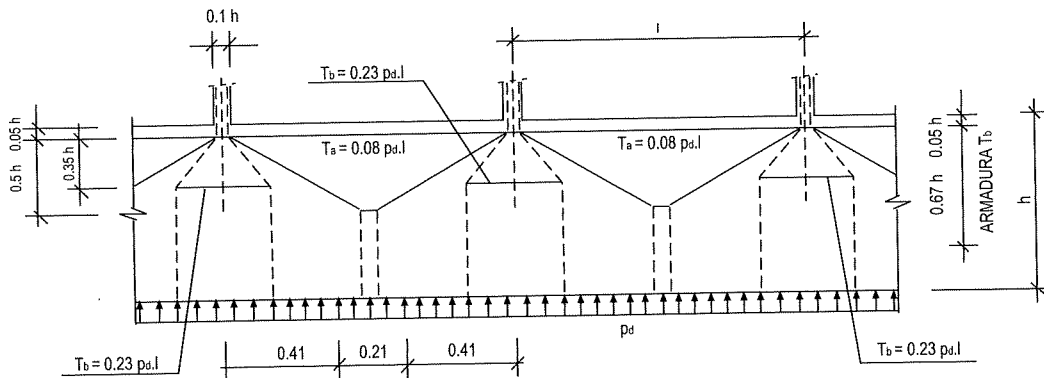


Figura 17. Modelo de Bielas y Tirantes propuesta.

In connection with Figure 17, the upper reinforcement for intermediate spans can be determined by following the recommendations in Spanish structural concrete code EHE, in which:

$$T_a = 0,08 \cdot p_d \cdot l = A_s \cdot f_{yd}$$

And for the reinforcement intended to absorb the tensile stress generated at a given depth along the centre line of the columns:

$$T_b = 0,23 \cdot p_d \cdot l = A_s \cdot f_{yd}$$

Where:

l = greatest distance between column centre lines.

A_s = Area of the tensile reinforcement section.

f_{yd} = Design elastic limit for steel $\neq 400$ N/mm²

p_d = Mean pressure of design loads transmitted by the columns: $[p_d = \frac{\Sigma \text{Column axial}}{\text{Wall length}}]$

Node and strut verification

Pursuant to Spanish structural concrete code EHE (12), nodes and struts are verified by verifying the local compression on the supports.

$$\frac{R_{ed}}{a_e b_e} \leq f_{2cd} \qquad \frac{R_{id}}{a_i b_i} \leq f_{2cd}$$

Where:

R_{ed} Design reaction at end support.

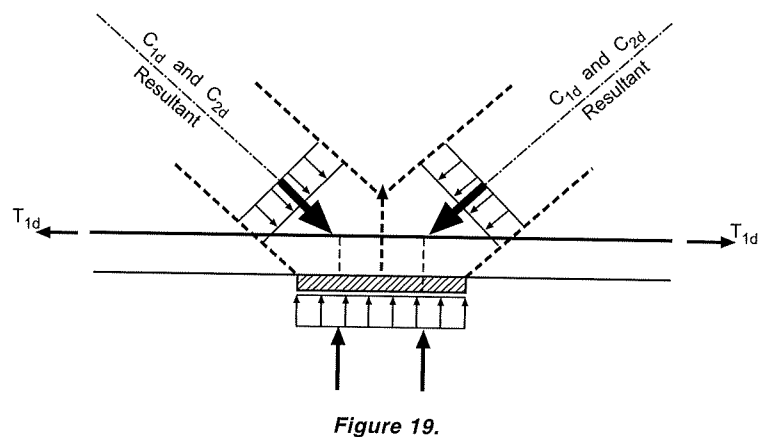
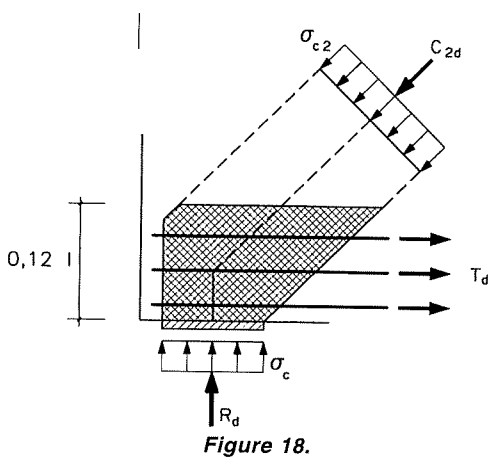
R_{id} Design reaction at intermediate support.

a_e, b_e Dimensions of the end support (see Figure 17).

a_i, b_i Dimensions of the intermediate support (see Figure 18).

f_{2cd} Concrete compressive strength.

$$f_{2cd} = 0,70 f_{cd}$$



Con relación a la Figura 17, la armadura superior de los vanos intermedios, se puede determinar utilizando las recomendaciones de la Instrucción Española de Hormigón Estructural EHE, en la cual:

$$T_a = 0,08 \cdot p_d \cdot l = A_s \cdot f_{yd}$$

Y para el caso de la armadura a disponer para absorber las tensiones de tracción generadas a una cierta profundidad en el eje de los pilares:

$$T_b = 0,23 \cdot p_d \cdot l = A_s \cdot f_{yd}$$

Siendo:

l = La distancia mayor entre eje de pilares.

A_s = Área de la sección de armadura en tracción.

f_{yd} = Límite elástico de cálculo del acero $\neq 400$ N/mm²

p_d = Presión media de las cargas de cálculo transmitidas por los pilares: $\left[p_d = \frac{\sum \text{axiles de pilares}}{\text{longitud de muro}} \right]$

Comprobación de nudos y bielas.

La comprobación de nudos y bielas de acuerdo a la Instrucción de Hormigón Estructural EHE (12), se satisface si se comprueba la compresión localizada en apoyos.

$$\frac{R_{ed}}{a_e b_e} \leq f_{2cd}$$

$$\frac{R_{id}}{a_i b_i} \leq f_{2cd}$$

Siendo:

R_{ed} Reacción de cálculo en apoyo extremo.

R_{id} Reacción de cálculo en apoyo interior.

a_e, b_e Dimensiones del apoyo extremo (ver Figura 18).

a_i, b_i Dimensiones del apoyo interior (ver Figura 19).

f_{2cd} Resistencia a compresión del hormigón.

$$f_{2cd} = 0,70 f_{cd}$$

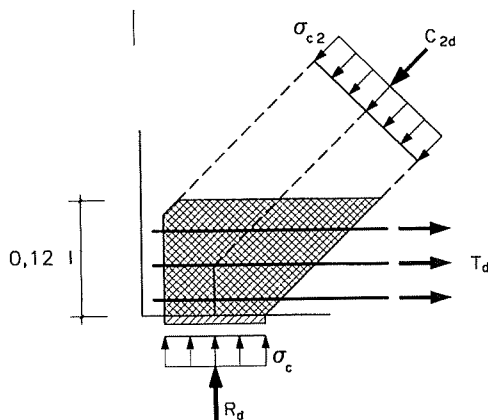


Figura 18.

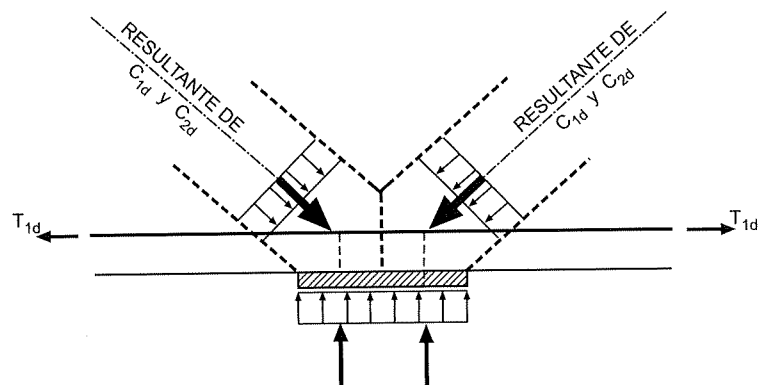


Figura 19.

5. FINAL CONCLUSIONS

The most relevant conclusions are summarized below.

5.1. STUDY OF THE WALL AS A LONGITUDINAL BEAM

- In the rigid body method the bending moment curve found for the various cases studied differed substantially from the results obtained with the other two methods; indeed, in some cases the sign was even inverted (i.e., specifying reinforcement at the top instead of at the bottom of the wall). This result confirms the unsuitability of the method when the load conveyed by the corner columns is greater than the statically indeterminate reactions that would be found if the wall were studied as a continuous beam resting on the columns. As noted earlier, this lack of precision could be corrected by taking account, in the overall study, of the perpendicular walls that spring from the corners of the wall in question or, more approximately, by deducting the part of the column load that would foreseeably be transmitted to the terrain through the perpendicular wall foundations.

The results obtained with the rigid body method for wall lengths 40 and 100 m varied even more widely from the results found with the other two methods. For this reason and given the engineering tools presently available, utmost precaution is recommended when using this method.

Neither does it yield any valid information on longitudinal structural deformation in the basement wall.

- A comparison of the results obtained with the Winkler model-based method to the finite element theory procedure findings shows that the differences between the two widen with soil deformability.

The reason is that the former method is based on an elastic calculation in which terrain-structure interaction equilibrium is studied by comparing basement wall and superstructure stiffness only. This deviates from the more realistic model in which terrain characteristics are also considered.

In finite element-based models, moreover, account is taken of possible terrain plasticization in the areas where its shear strength is exceeded, particularly in low consistency, non-cohesive soils, a circumstance that is not accounted for in the Winkler model-based method.

- The only Method that furnishes what may be regarded to be reasonable terrain settlement values due to superstructure loads is the finite element procedure for finding terrain response, which uses a Boussinesq elastic space but envisages the possible appearance of plastic areas when stress reaches values higher than the terrain shear strength.

This characteristic of the Method leads to differences of up to 50% between the Winkler and finite element procedure results, for the springs behave linearly in the load/settlement relationship regardless of terrain shear strength. In addition, no provision is made for the existence at the edges of any other terrain outside the foundation, a factor that obviously limits the precision of the study at the two ends of the basement wall.

- Finally, another circumstance supporting the use of finite elements is the three-dimensional effect in the direction perpendicular to the plane of the basement wall, which helps distribute the pressures in that direction: while of minor importance for practical intents and purposes, this effect depicts the actual conditions most closely.

5.2. LOCAL EFFECT OF COLUMN LOADS

It may be concluded from the stress analysis that, as expected, the vertical compression stress, channelled along the column shaft, is gradually dissipated across the wall, rapidly tapering to very moderate levels. No reinforcement is therefore needed to counter the concentrated column loads, providing column design is standard-compliant. Column vertical reinforcement must be anchored deeply enough into the wall, but need not be extended to the footing unless, because of its dimensions, the column juts out beyond the plane of the wall or the value of the column loads or the transversal bending study warrants supplementary reinforcement.

An analysis of the horizontal stress along the plane of the wall reveals that, for the standard building conditions assumed in this study, the maximum tensile stress generated is very moderate, on the order of 6 Kg/cm², and is located at the top of the inter-column span or at a certain depth underneath the columns. In all cases, stress is nil from depths of 2/3 the height of the wall or greater.

5. CONCLUSIONES FINALES.

A continuación se resumen las conclusiones más significativas:

5.1. ESTUDIO DEL MURO COMO VIGA LONGITUDINAL.

- En el método como cuerpo rígido la ley de momentos flectores resultante en los distintos casos estudiados, resulta muy diferente de la obtenida con los otros dos métodos, incluso invirtiéndose de signo (exigiendo armaduras en la parte superior del muro en lugar de la inferior). Este resultado confirma la no idoneidad del método para el caso de que los pilares de esquina tengan cargas mayores que las reacciones hiperestáticas que les corresponderían en el caso de que se estudiase el muro como viga continua apoyada en los pilares. Como se ha comentado anteriormente esta imprecisión se podría corregir considerando en el estudio global la presencia de los muros perpendiculares que parten de las esquinas, o bien, de modo aproximado, deduciendo de la carga de los pilares de esquina la parte de carga que previsiblemente se transmitiría al terreno a través de la cimentación de los muros perpendiculares.

Los resultados obtenidos para las longitudes de muros de 40 y 100 metros deforman todavía más resultados en comparación con los otros dos métodos, por lo que a nuestro juicio y dadas las herramientas de cálculo actuales, este método debe ser utilizado con muchas reservas.

Tampoco con este Método se puede obtener ninguna información válida relativa a la deformación de la estructura en el sentido longitudinal del muro de sótano.

- Contrastando los resultados obtenidos con el método basado en el modelo de Winkler, con los obtenidos con los métodos basados en la Teoría de los Elementos Finitos, podemos observar que aumentan las diferencias entre dichos resultados a medida que el suelo se considera más deformable. La razón hay que buscarla en que el primer método se basa en un cálculo elástico en el que el estudio del equilibrio de la interacción terreno-estructura se realiza comparando exclusivamente la rigidez estructural del muro de sótano y la de la superestructura, alejándose del modelo, mas realista, en el que también se tienen en cuenta las características del terreno.

Además en los modelos basados en los elementos finitos se tienen en cuenta las posibles plastificaciones de las zonas de terreno donde se supera la resistencia al corte del mismo, sobre todo en terrenos de baja consistencia o en los que no posean cohesión, circunstancia que no se tiene en cuenta en el método basado en el modelo de Winkler.

- Con relación a los asentamientos producidos en el terreno por la acción de las cargas de la superestructura, el único Método que proporciona valores que puedan considerarse razonables, es el basado en una respuesta del terreno a través de elementos finitos, que utiliza un espacio elástico de Boussinesq, con la posibilidad de que aparezcan zonas plásticas cuando las sollicitaciones alcancen valores que sobrepasen la capacidad resistente del terreno a esfuerzo cortante.

Esta característica del Método, hace que se puedan observar diferencias de hasta el 50% entre el Método de Winkler y el de los Elementos Finitos, ya que los muelles tienen un comportamiento lineal en la relación carga/asiento, sin importar la resistencia al corte del terreno, no considerando por otra parte en los bordes que exista ningún otro terreno por fuera de la cimentación, lo que evidentemente reduce la precisión del estudio en los extremos del muro de sótano.

- Finalmente existe otra circunstancia a favor del Método de Elementos Finitos, tal y como se ha considerado en este estudio, y es el hecho del efecto tridimensional en el sentido perpendicular al plano del muro de sótano, el cual ayuda al reparto de presiones en esa dirección, efecto que aunque resulta poco importante a efectos prácticos es el que resulta más representativo de la realidad.

5.2. EFECTO LOCAL DE LAS CARGAS DE LOS PILARES.

Del análisis de las tensiones generadas puede concluirse que, como resultaba previsible, las tensiones verticales de compresión, que vienen canalizadas por el fuste del pilar, se disipan gradualmente, reduciéndose rápidamente a niveles de tensiones muy moderados, sin que sea por tanto necesario ningún tipo de refuerzo por motivo de las cargas concentradas de los pilares, siempre que en el diseño de éstos se hayan cumplido las recomendaciones de las Normas correspondientes. Las armaduras verticales de los pilares deben anclarse suficientemente en el muro sin que por efecto de las cargas verticales resulte necesaria su prolongación hasta la zapata, a no ser que la dimensión del pilar imponga una mocheta fuera del plano del muro, o el valor de las cargas del pilar, o el estudio de flexión transversal, exijan otros suplementos de armaduras.

Compression stress is the prevailing horizontal force immediately underneath the columns, with values on the order of 30 kg/cm². This result would appear to explain the infrequent appearance of cracking at the top of the wall attributable to this cause, despite the general absence of supplementary reinforcement to prevent such developments. That is to say, for the standard load and dimension values considered in this study, the "good practice" recommendations consisting in including two or three round bars at the top of the wall in addition to the horizontal shrinkage and temperature steel, suffice to absorb the stress generated by local loads. A higher reinforcement ratio would be recommended only for special buildings or columns with very heavy loads, and even then its absence would not generally entail situations of severe structural risk for the building; rather, the most serious effect would be the appearance of a few cracks at the top of the wall.

6. REFERENCES

- (1) CAFFARENA, J. "Estudio experimental de juntas de hormigonado". Tesis Doctoral Universidad Politécnica de Madrid, año 1986.
- (2) CALAVERA, J. "Cálculo de Estructuras de Cimentación", capítulos N^{os} 7 y 12, 4^a edición INTEMAC 2000.
- (3) CALAVERA, J. "Muros de Contención y Muros de Sótano". 3^a edición INTEMAC
- (4) DE BEER, E., LOUBERG, "Calcul de poutres reposant sur le sol par la méthode de la répartition parabolique". E. Annales des Travaux Publics de Belgique, 1964.
- (5) DUNCAN, J. M., AND CHANG, C. "Nonlinear analysis of stress and strain in soils, Y. Proc". ASCE 96 (1970) SM 5 S. 1629 bis 1653.
- (6) GIBSON, R.E. "Some results concerning displacements and stresses in a non – homogeneous elastic half-space". Géotechnique 17 (1967) S. 58-67.
- (7) JIMÉNEZ SALAS, J "Geotécnia y Cimientos parte I, II y III". Madrid, 1980.
- (8) KÖNIG, G Y SHERIF, G. "Consideración de las condiciones reales en el cálculo de vigas de cimentación,. Der Baingenieur 50 (1975).
- (9) LEVI, F.; MARRO, P. AND VIARA, G. "Non-linear Análisis of Beams and Frames". CEB Bulletin d'Information N^o 227. August, 1995.
- (10) LLORENS, M. "Cimentaciones Flotantes". CEDEX, Madrid 2002.
- (11) LLORENS, M. "Muros de Sótano con zapatas excéntricas". Libro homenaje a José Antonio Jiménez Salas, Madrid 2000.
- (12) MINISTERIO DE FOMENTO. "Instrucción de Hormigón Estructural, EHE". España, edición 1999
- (13) MONNET, A (1994) "Module de Reaction, coefficient decompression, au sujet des parameters utilises dans la methode de calcul elastoplastique des soutènements" Rev. Franc. De Geotech. N^o 65 pag. 67-72
- (14) PEÑA FRITZ, A. "Proyecto de muros de sótano, sometidos a cargas verticales originadas por pilares de fachada". Tesis Doctoral dirigida por J. Calavera. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid, 2004.
- (15) TELLADO, M. "Interacción del Terreno, Cimiento y Estructura: El caso de las Zapatas (1^a y 2^a Parte)". Publicación del Depto. de Tecnología de la Construcción. Univ. de A Coruña.
- (16) TERZAGHI, K. "Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction". Geotechnique. Wiley and Sons.

El análisis de las tensiones horizontales en el plano del muro permite apreciar que, para las condiciones consideradas en este estudio, que pueden considerarse como típicas para edificios normales, las máximas tensiones de tracción generadas son muy moderadas, del orden de 6 Kg/cm^2 y localizadas en el borde superior del muro en la zona del vano entre pilares, o a una cierta profundidad bajo los pilares. En todos los casos, dichas tensiones son nulas cuando se alcanza una profundidad superior a $2/3$ de la altura del muro.

Inmediatamente por debajo de la base de los pilares las tensiones horizontales producidas resultan de compresión, con valores máximos del orden de 30 Kg/cm^2 . Este resultado parece justificar el hecho de que no sea habitual la presencia de fisuraciones en la coronación de los muros por este fenómeno, a pesar de no ser habitual la disposición de armaduras suplementarias a estos efectos. Es decir que para los valores de cargas y dimensiones usuales considerados en este estudio, las recomendaciones de "buena práctica" de disponer dos o tres redondos por la coronación del muro, conjuntamente con las armaduras horizontales del muro dispuestas por razones de retracción y temperatura, resultan suficientes para la absorción de las tensiones producidas por las cargas localizadas. Únicamente para el caso de edificios singulares, o pilares con grandes cargas, sería aconsejable la disposición de una cuantía mayor de armaduras, sin que su ausencia pueda provocar, en general, situaciones de grave riesgo estructural para el edificio, sino, en todo caso provocar la aparición de algunas fisuras en la parte superior del muro.

6. BIBLIOGRAFIA.

- (1) CAFFARENA, J. "Estudio experimental de juntas de hormigonado". Tesis Doctoral Universidad Politécnica de Madrid, año 1986.
- (2) CALAVERA, J. "Cálculo de Estructuras de Cimentación", capítulos N^{os} 7 y 12, 4^a edición INTEMAC 2000.
- (3) CALAVERA, J. "Muros de Contención y Muros de Sótano". 3^a edición INTEMAC
- (4) DE BEER, E., LOUBERG, "Calcul de poutres reposant sur le sol par la méthode de la répartition parabolique". E. Annales des Travaux Publics de Belgique, 1964.
- (5) DUNCAN, J. M., AND CHANG, C. "Nonlinear analysis of stress and strain in soils, Y. Proc". ASCE 96 (1970) SM 5 S. 1629 bis 1653.
- (6) GIBSON, R.E. "Some results concerning displacements and stresses in a non – homogeneous elastic half-space". Géotechnique 17 (1967) S. 58-67.
- (7) JIMÉNEZ SALAS, J "Geotécnia y Cimientos parte I, II y III". Madrid, 1980.
- (8) KÖNIG, G Y SHERIF, G. "Consideración de las condiciones reales en el cálculo de vigas de cimentación,. Der Baingenieur 50 (1975).
- (9) LEVI, F.; MARRO, P. AND VIARA, G. "Non-linear Análisis of Beams and Frames". CEB Bulletin d`Information N^o 227. August, 1995.
- (10) LLORENS, M. "Cimentaciones Flotantes". CEDEX, Madrid 2002.
- (11) LLORENS, M. "Muros de Sótano con zapatas excéntricas". Libro homenaje a José Antonio Jiménez Salas, Madrid 2000.
- (12) MINISTERIO DE FOMENTO. "Instrucción de Hormigón Estructural, EHE". España, edición 1999
- (13) MONNET, A (1994) "Module de Reaction, coefficient decompression, au sujet des parameters utilises dans la methode de calcul elastoplastique des soutènements" Rev. Franc. De Geotech. N^o 65 pag. 67-72
- (14) PEÑA FRITZ, A. "Proyecto de muros de sótano, sometidos a cargas verticales originadas por pilares de facha-

-
- (17) VESIC, B. "Beams on elastic subgrade and the Winkler's hypothesis". ICSMFE, Paris 1961.
 - (18) WINKLER, E. "Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit" Praga, 1867
 - (19) ZIENKIEWICZ, O.; TAYLOR, R. L. "El método de los elementos finitos", volumen 1 y 2. Formulación básica y problemas lineales y no lineales. Mc Graw Hill, 1994.
 - (20) ZIMMERMANN, H. "Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues". Berlin, Ernst & Sohn 1930.

da". Tesis Doctoral dirigida por J. Calavera. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid, 2004.

- (15) TELLADO, M. "Interacción del Terreno, Cimiento y Estructura: El caso de las Zapatas (1ª y 2ª Parte)". Publicación del Depto. de Tecnología de la Construcción. Univ. de A Coruña.
- (16) TERZAGHI, K. "Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction". Geotechnique. Wiley and Sons.
- (17) VESIC, B. "Beams on elastic subgrade and the Winkler's hypothesis". ICSMFE, Paris 1961.
- (18) WINKLER, E. "Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit" Praga, 1867
- (19) ZIENKIEWICZ, O.; TAYLOR, R. L. "El método de los elementos finitos", volumen 1 y 2. Formulación básica y problemas lineales y no lineales. Mc Graw Hill, 1994.
- (20) ZIMMERMANN, H. "Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues". Berlin, Ernst & Sohn 1930.

Relación de Personal Titulado de INTEMAC

Arquitectos

Fernández Sáez, Ana María
Fraile Mora, Serafín
González Balseyro, María José
López-Nava Muñoz, Alberto Ignacio
Luzón Cánovas, José M^a
Sánchez Arroyo, Jesús M^a
Sicilia Mañá, Beatriz

Ingeniero Aeronáutico

París Loreiro, Angel

Ingenieros de Caminos

Ayats Calsat, Juan
Baena Alonso, Eva
Barrios Corpa, Jorge
Barrios Corpa, Roberto
Beteta Cejudo, M^a Carmen
* Calavera Ruiz, José
Calderón Bello, Enrique
Castillo Fernández, Luis Javier
Corbacho Vicioso, José Angel
Cortés Bretón, Juan María
Corral Folgado, Claudio
De la Cuerda del Olmo, Francisco Javier
De la Fuente Gómez, Ana Isabel
Dávila Sánchez-Toscano, Suyapa
Díaz Heredia, Elena
Díaz Lozano, Justo
Díaz Pavón Cuaresma, Eduardo
Encinar Arroyo, Antonio
Fernández García, Susana
* Fernández Gómez, Jaime Antonio
García de Diego Cano, Eva María
González González, Juan José
González Reyero, Carlos
* González Valle, Enrique
* Hostalet Alba, Francisco
* Izquierdo Bernaldo de Quirós, José M^a
Jiménez Ortiz, Gonzalo
* Ley Urzaiz, Jorge
Martínez Hidalgo, José
Munugarren Martínez, Miguel Angel
Penadés Olaso, Sergio
Pérez García, Noemí
Recio Cañadas, Alba
Rodríguez Escibano, Raúl Rubén
* Rodríguez Romero, Jesús M^a
Rueda Contreras, Jorge Ladislao
Ruiz Fuentes, María Josefa
Ruiz Jiménez-Alfaro, Felipe
Sanz Pérez, Lorenzo
Sirvent Sirvent, Enrique
Tapia Menéndez, José
Torre Cobo, María Carmen
Torres Pérez, Elisa
Valdés Fernández de Alarcón, Pablo
Villanueva Ramírez, Santiago

Ingeniero en Cartografía y Geodesia

López-Canti Casas, Elisa

Ingenieros Civiles

Almeida da Silva, Pedro Miguel
Teixeira Martins, Hermano Tiago

Ingeniero Geólogo

Catalán Navarro, Antonio

Ingeniero I.C.A.I.

Marín Estévez, Gonzalo

Ingenieros Industriales

* Alvarez Cabal, Ramón Amado
Aníbarro Pérez, Paula
Argüelles Galán, Manuel
Arroyo Arroyo, José Ramón
Bayonne Sopo, Enrique
De la Cruz Morón, Diego
Estrada Gómez, Rafael
García Malpartida, Javier
González Carmona, Manuel
Liébana Ramos, Miguel Angel
Loriente Otal, Iván
López Bravo, Soraya
Martos Ojanguren, Víctor
Rioja San Martín, Oscar
Suárez Fernández, Antonio
Torruella Martínez, Josep M^a
* Valenciano Carles, Federico

Ingeniero de Minas

Ramos Sánchez, Adelina

Ingeniero de Montes

Pérez Fuentes, María Esther

Dra. en Geografía e Historia

Calavera Vayá, Ana María

Licenciada en Administración y Dirección de Empresas

Perales Gómez, Natalia

Licenciados en Ciencias Ambientales

Domínguez Martín, M^a Inmaculada
Gil Esteban, Luis Miguel

Licenciado en C. Económicas y Empresariales

González Chavero, Antonio

Licenciado en Ciencias Físicas

Salas Roa, Luis David

Licenciados en Ciencias Químicas

Fernández Sendino, Marta
Grandes Velasco, Sylvia María
Iglesias Hernaiz, María Angeles
López Sánchez, Pedro
Morgado Sánchez, José Carlos

Licenciados en Derecho

González del Olmo, Alfredo
Jarillo Cerrato, Pedro

NOTA: Todo el personal de INTEMAC trabaja en dedicación completa y exclusiva, con la excepción de las personas arriba indicadas con * a las que se autoriza la dedicación a la Enseñanza Universitaria en régimen de dedicación parcial.

Licenciada en Filología Hispánica

Valentín Sierra, M^a Consuelo

Licenciados en Geología

Blanco Zorroza, Alberto
Casado Chinarro, Alejandro
Catalán Navarro, Antonio
Díaz Castañeda, Esteban
López Velilla, Oscar
Martín López, Jesús Heliodoro
Pedrosa Ortiz, Germán
Salado Rodilla, Luis
Usillos Espín, Pablo

Arquitectos Técnicos

Carrato Moñino, Rosa M^a
Fernández Jiménez, Amelia
Galán Rivera, Sofía
Montejano Jiménez, María del Carmen
Muñoz Mesto, Angel
Muñoz Ortega, Andrés
Sanz Burgueño, Miguel Angel
Vaquero Navarro, Carlos
Vicente Minguela, Francisco

Ingenieros Técnicos Industriales

Alcubilla Villanueva, Rubén
Alvarez Pascual, Javier
Bernal Romero, Manuel Angel
Campano Pérez, María Josefa
Díaz-Trechuelo Laffón, Antonio
García Campos, María de la Luz
Madueño López, Javier
Madueño Moraño, Antonio
Muñoz Garijo, Francisco Javier
Pérez Berenguer, José Gil
Piñeiro Herrero, Alberto
Rodríguez Luque, Ana María
Sáez Comet, Carlos
Sánchez Bueno, Juan Jesús
Santos Barrero, Francisco Javier
Villar Riñones, Jesús

Ingeniero Técnico en Informática de Gestión

Esteban Pérez, Ramón

Ingeniero Técnico de Minas

Fernández Terán, Francisco Javier
Sillero Arroyo, Andrés

Ingenieros Técnicos Obras Públicas

Artalejo González, Iván

Carrero Crespo, Rafael
Galán de Cáceres, M^a del Puerto
García Ramos, Enrique
González Isabel, Germán
González Nuño, Luis
Gutiérrez Garrosa, Raul
Hernández Velasco, M^a Concepción
Julio Meneses, Alejandro Francisco
Llort Mac Donald, Daniel
Mata Soriano, Juan Carlos
Mazuecos Salas, Ildefonso
Montiel Sánchez, Ernesto
Muñoz Martín, Jesús
Muñoz Mesto, Angel
Ortiz del Campo, Natalia
Ozaetta Cabrera, José Aníbal
Pino Vaquero, José Angel
Prieto Malillos, Raquel
Ramos Valdés, Raquel
Rivera Jiménez, Marta
Romero García, Daniel
Rosa Moreno, José Andrés
Rozas Hernando, José Juan
Sánchez Tomé, Elena
Sánchez Vicente, Andrés
Sillero Olmedo, Rafael
Soto López, Elena del
Vicente Girón, Susana

Ingeniero Técnico de Telecomunicación

Vicent Cantero, Francisco José

Ingenieros Técnicos Topógrafos

Barragán Bermejo, M^a Vicenta
Carreras Ruiz, Francisco
Lana Campos, Rebeca
López Jiménez, Luis
Molero Vicente, M^a Isabel
Sánchez Martín, María de la O
Torés Campos, Ana M^a
Vicente Conde, M^a Isabel

Técnicos en Administración de Empresas

Cebrián Sobrino, M^a José
González del Olmo, M^a de la Peña de F.

Técnico en Publicidad

Blanco Armas, Cristina

Topógrafo

Alquézar Falceto, Ricardo

NOTA: Todo el personal de INTEMAC trabaja en dedicación completa y exclusiva, con la excepción de las personas arriba indicadas con * a las que se autoriza la dedicación a la Enseñanza Universitaria en régimen de dedicación parcial.

CUADERNOS INTEMAC

CUADERNOS INTEMAC es una publicación trimestral, bilingüe en español e inglés, en forma de monografías que recogen trabajos realizados por los técnicos del Instituto o presentados en los Cursos y Conferencias organizados por el mismo.

Los temas tratados cubren tanto el campo de las Obras Públicas como el de la Edificación y sus Instalaciones.

Precio de la suscripción Año 2005: 27 €



ULTIMOS TITULOS PUBLICADOS

Cuaderno n° 61

"Vida útil de las estructuras de hormigón"

Autor: **STEEN ROSTAM**
Civil Engineer

Cuaderno N° 62

"Recomendaciones para el proyecto de muros de sótano sometidos a cargas verticales originadas por pilares de fachada"

Autor: **A. DE LA PEÑA**

CUADERNOS DE PROXIMA APARICION

Cuaderno N° 63

"Instrumentación geotécnica de una obra marítima: dique de abrigo de la ampliación del puerto de Alicante"

Autores: **C. ELENO CARRETERO**
M. J. RUIZ FUENTES
P. USILLOS ESPIN

Consulte lista completa de la Colección

MONOGRAFÍAS INTEMAC

A partir de junio de 1998 INTEMAC emprendió una nueva línea de publicaciones con un carácter eminentemente práctico, destinadas a tratar temas muy concretos que, o bien presentan un nivel de problemas acusados en la práctica, o bien están insuficientemente cubiertos por la Normativa y la documentación técnica existente.

MONOGRAFÍA INTEMAC N° 5

"Mantenimiento y reparación de paramentos de hormigón".

Autores: **R. Barrios Corpa**, **C. Beteta Cejudo**, **E. Díaz Heredia**,
Prof. J. Fernández Gómez, **J. M^a. Rodríguez Romero**.

Precio de la Monografía 33 €

MONOGRAFÍA INTEMAC N° 6

"Patología, técnicas de intervención y limpieza de fábricas de ladrillo".

Autores: **P. López Sánchez**, **J. M^a. Luzón Cánovas**, **I. Martínez Pérez**,
A. Muñoz Mesto, **A. Fernández Sáez**.

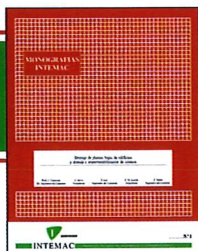
Precio de la Monografía 33 €

MONOGRAFÍA INTEMAC N° 7

"Estructuras de madera".

Autores: **J. M^a. Izquierdo** y **Bernaldo de Quirós**.

Precio de la Monografía 33 €



NOTAS DE INFORMACIÓN TÉCNICA NIT

En INTEMAC se producen, con frecuencia, notas de información sobre temas que pensamos que no solamente tienen una utilidad interna sino que pueden resultar interesantes para muchos Técnicos de la Construcción.

NOTAS DE INFORMACIÓN TÉCNICA NIT 1 (05)

"Estudio experimental sobre la influencia de distintos procedimientos de curado inicial en obra, en la resistencia a compresión de probetas de hormigón".

Autores: **J. Calavera Ruiz**, **J. Fernández Gómez**,
G. González Isabel, **J. Ley Urzaiz**

Edición bilingüe (español e inglés) en color.

Precio 11 €



NOTAS DE INFORMACIÓN TÉCNICA NIT 2 (05)

"El Incendio del Edificio Windsor de Madrid. Investigación del comportamiento al fuego y de la capacidad resistente residual de la estructura tras el incendio".

Autores: **J. Calavera Ruiz**, **E. González Valle**, **J. Díaz Lozano**, **J. L. Cano Muñoz**,
J. Fernández Gómez, **J. M^a. Izquierdo** y **Bernaldo de Quirós**, **J. Ley Urzaiz**.

Edición bilingüe (español e inglés) en color.

Precio 15,5 €

VÍDEOS TÉCNICOS

Muestreo de hormigón fresco. Fabricación y ensayo de probetas de hormigón.

N° 2001 (1-1)

Contempla de forma completa y detallada el proceso de toma de muestras de hormigón fresco en obra, la medida de la consistencia con el Cono de Abrams, fabricación de probetas, curado en obra, transporte al laboratorio, curado en cámara, refrentado y ensayo a compresión.

Esta nueva versión del vídeo 8801 (1), introduce las modificaciones de EHE y un sistema de estudio de la distribución de presiones de la prensa sobre la probeta así como los aspectos particulares del ensayo de hormigones de alta resistencia.

30 minutos - 25 €



Fabricación y control de calidad de barras y mallas para hormigón armado.

N° 2002 (1-2)

Muestra el proceso de laminación en fábrica de las barras y alambres, la fabricación de mallas y los ensayos de tracción, doblado, arrancamiento de nudos y determinación de las características geométricas del corugado y el ensayo de Beam-test para la determinación de las características de adherencia.

30 minutos - 25 €



Compresión centrada en hormigón armado.

N° 2002 (1-4)

Contempla la rotura de siete pilares a escala real, variando resistencias de hormigón desde 25 N/mm² a 100N/mm², las cuantías de armaduras, la separación de estribos y la velocidad de carga conectando todo ello con las fórmulas de cálculo.

35 minutos - 25 €



Flexión simple en hormigón armado.

N° 2002 (1-3)

Incluye el ensayo a rotura de cinco vigas a escala real, con diferentes cuantías y diferentes desarrollos de adherencia conectando todo ello con las fórmulas de cálculo.

35 minutos - 25 €



Esfuerzo cortante en hormigón armado.

N° 2002 (1-5)

Muestra el ensayo a rotura por corte de cinco vigas a escala real, con diferentes formas de rotura por corte (Tracción diagonal, corte flexión, compresión diagonal, etc.) conectando todo ello con las fórmulas de cálculo.

25 minutos - 25 €



BOLETÍN BIBLIOGRÁFICO

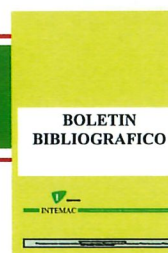
INTEMAC viene realizando desde su fundación un BOLETIN BIBLIOGRAFICO para uso interno, que ofrece, en una lectura rápida, un panorama general de todas las publicaciones técnicas disponibles. Desde 1991, esta publicación bimestral, ha sido puesta a disposición del público.

EL BOLETIN BIBLIOGRAFICO incluye:

Fotocopia del índice y de los resúmenes de los artículos contenidos en las 105 revistas técnicas que se reciben en el Instituto referentes a los campos de la Edificación, Instalaciones, Obras Públicas y Urbanismo. Una sección de Normativa reciente, nacional y extranjera. Secciones de Bibliografía y Cursos.

Una sección de Congresos, Reuniones Técnicas y Ferias de próxima celebración en todo el mundo.

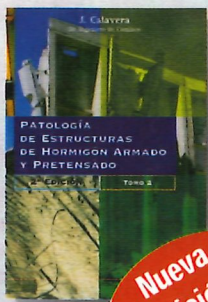
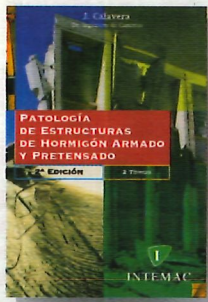
Tarifa de suscripción anual (6 números) 152 €



Consulte otras publicaciones

www.intemac.es

PUBLICACIONES



Nueva edición

Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado 2ª edición (2 tomos)

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 120 €

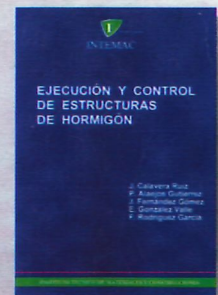


Nueva publicación

Fichas de ejecución de obras de hormigón 2ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 50 €



Nueva publicación

Ejecución y control de estructuras de hormigón

J. Calavera, P. Alaejos Gutiérrez,
J. Fernández Gómez, E. González Valle,
F. Rodríguez García

Precio: 100 €



Manual para la redacción de informes técnicos en construcción

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 72 €



Manual de Ferralla 3ª edición

J. Calavera, E. González Valle,
J. Fernández Gómez, F. Valenciano

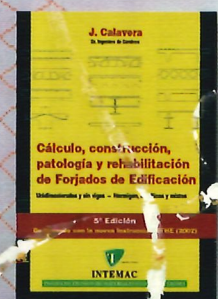
Precio: 38 €



Proyecto de estructuras de hormigón con armaduras industrializadas

J. Calavera, E. González Valle,
J. Fernández Gómez, F. Valenciano

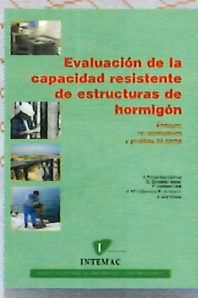
Precio: 47 €



Cálculo, construcción, patología y rehabilitación de forjados de edificación 5ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 100 €



Evaluación de la capacidad resistente de estructuras de hormigón

J. Fernández Gómez, G. González Isabel,
F. Hostalet Alba, J. M. Izquierdo, J. Ley Urzaiz

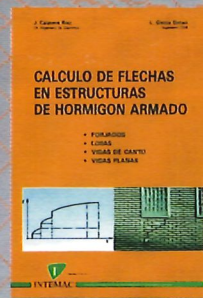
Precio: 58 €



Muros de contención y muros de sótano 3ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

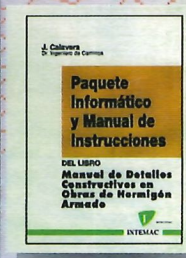
Precio: 71 €



Cálculo de flechas en estructuras de hormigón armado

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)
L. García Dutari (Ingeniero Civil)

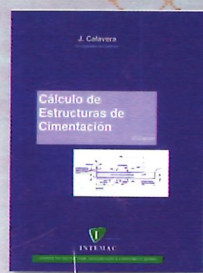
Precio: 50 €



Manual de detalles constructivos en obras del hormigón armado

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Libro: 112 € - Paquete informático: 198 €



Cálculo de estructuras de cimentación 4ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 71 €



Hormigón de alta resistencia

G. González-Isabel (Ingeniero Técnico de O. P.)

Precio: 44 €



Tecnología y propiedades mecánicas de hormigón

A. Delibes (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 54 €



INTEMAC

Mario Roso de Luna, 29, Ed. 12 - 28022 MADRID

TEL.: 91 327 74 00 • FAX: 91 327 74 20

e-mail: intemac@intemac.es

www.intemac.es