

MANUAL DE PATOLOGÍA DE LA EDIFICACIÓN



FERNANDO LOPEZ RODRÍGUEZ
VENTURA RODRIGUEZ RODRIGUEZ
JAIME SANTA CRUZ ASTORQUI
ILDEFONSO TORREÑO GOMEZ
PASCUAL UBEDA DE MINGO

COORDINACIÓN: VENTURA RODRIGUEZ

DEPARTAMENTO DE TECNOLOGÍA DE LA EDIFICACIÓN (E.U.A.T.M)
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID

TOMO 1

EL LENGUAJE DE LAS GRIETAS
PATOLOGIA Y RECALCES DE LAS
CIMENTACIONES

A MODO DE PRESENTACIÓN

Esta publicación es el resultado de la continuada relación entre la empresa aseguradora FREMAP, la constructora O.H.L. S.A y el Departamento de Tecnología de la Edificación de la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica de la Universidad Politécnica de Madrid y supone una sustancial mejora, en cuanto a la ampliación de sus contenidos, sobre la edición que el pasado año se efectuó sobre el mismo tema.

La intención de este manual es servir de base documental para la impartición de cursos sobre sus contenidos dirigidos preferentemente a profesionales, técnicos de la construcción, de diferentes titulaciones universitarias que tengan relación con la jefatura de obras de edificación.

Tras la experiencia acumulada el pasado año, en cuanto a la densidad de los contenidos de los cursos que se impartieron, y el interés suscitado entre los alumnos que los siguieron por ampliar algunos de los temas tratados, en la presente edición se ha optado por dividir el contenido general del anterior manual en tres tomos de los que se derivarán otros tantos cursos más monográficos de contenidos.

Siguiendo las directrices de las entidades que han encargado este trabajo, el equipo redactor, entre las diversas posibilidades de tratar una materia tan compleja y amplia de contenidos como esta, a optado por dar una visión práctica de los temas que se tratan para facilitar la aplicación de los conocimientos impartidos al trabajo profesional cotidiano de los potenciales alumnos a los que nos dirigiremos.

Por otra parte los contenidos expuestos en los tres manuales en los que se divide la obra, se verán reforzados por los cursos presenciales, en los que cada una de las materias podrán verse matizadas, puntualizadas y contrastadas con las experiencias directas de los alumnos a pie de obra.

Todo ello tiene como objetivo alertar sobre aquellas prácticas constructivas o las carencias de los proyectos susceptibles de provocar lesiones en los edificios que puedan derivarse en riesgos para los mismos y especialmente para los usuarios y para los que se efectúa una valoración razonada en cada uno de los capítulos.

En este sentido y para cada uno de los temas que se estudian, se pone especial acento en las terapéuticas preventivas a aplicar en el desarrollo de los trabajos, así

como posteriormente en las soluciones para efectuar la reparación de cada patología detectada, tanto en obras de nueva planta como en las de intervenciones sobre edificios ya construidos.

Permítaseme por último una mención a los profesores redactores de la obra, todos ellos con una amplia experiencia en cada uno de los temas tratados, tanto en sus aspectos profesionales como en los docentes y que he tenido la satisfacción de coordinar para la consecución de este trabajo que ahora ponemos en sus manos, con nuestros mejores deseos de contribuir, aunque sea en una pequeña medida a mejorar los parámetros de confort y seguridad que deben tener nuestros edificios.

Ventura Rodríguez

Madrid, Agosto de 2004

CONTENIDOS TEMÁTICOS DE LA OBRA:

- TOMO 1** EL LENGUAJE DE LAS GRIETAS
PATOLOGÍA Y RECALCES DE LAS CIMENTACIONES
- TOMO 2** PATOLOGÍA DE LAS ESTRUCTURAS: HORMIGÓN Y MADERA
- TOMO 3** LESIONES EN LOS EDIFICIOS DEBIDAS A LAS HUMEDADES.
PATOLOGÍA DE LAS CUBIERTAS Y FACHADAS

EQUIPO REDACTOR

- **LOPEZ RODRIGUEZ, Fernando**
Aparejador, Arquitecto Técnico, Sociólogo
Profesor Titular en la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica (U.P.M)
en el Proyecto Fin de Carrera
- **RODRIGUEZ RODRIGUEZ, Ventura**
Aparejador, Arquitecto Técnico, Técnico Superior en Prevención de Riesgos
Profesor Titular en la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica (U.P.M)
en el Proyecto Fin de Carrera.
- **SANTA CRUZ ASTORQUI, Jaime**
Arquitecto
Profesor Titular en la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica (U.P.M)
en el Proyecto Fin de Carrera.
- **TORREÑO GOMEZ, Ildefonso**
Arquitecto, Aparejador, Arquitecto Técnico, Ingeniero Técnico Topógrafo
Profesor Titular en la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica (U.P.M)
en el Proyecto Fin de Carrera.
- **UBEDA de MINGO, Pascual**
Aparejador, Arquitecto Técnico, Doctor en Antropología
Catedrático de Mantenimiento y Rehabilitación en la Escuela Universitaria de
Arquitectura Técnica (U.P.M)

MAQUETACIÓN: Jaime SANTA CRUZ

COORDINACIÓN: Ventura RODRIGUEZ

TOMO 1**INDICE GENERAL DE CAPÍTULOS****CAP I: CONCEPTOS GENERALES DE PATOLOGÍA DE LA EDIFICACIÓN**

Ventura Rodríguez Rodríguez

pág. 6

1. LA CALIDAD EN LA EDIFICACIÓN
2. LA PATOLOGÍA EN LA EDIFICACIÓN
3. INTERVENCIONES OPERATIVAS

CAP II: LOS SÍNTOMAS DE LA PATOLOGÍA. EL LENGUAJE DE LAS GRIETAS

Pascual Ubeda de Mingo

pág. 27

1. INTRODUCCIÓN AL DIAGNÓSTICO EN PATOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
2. EL LENGUAJE DE LAS GRIETAS
3. EL PROBLEMA DE LA ESQUINA
4. GIROS Y ROTACIONES
5. PANDEO
6. TIPOLOGÍAS DE GRIETAS POR CEDIMIENTOS DEL ASIENTO
7. APLASTAMIENTO DE MATERIALES
8. PROBLEMAS DE DILATACIÓN
9. OXIDACIÓN DE ELEMENTOS
10. SISTEMAS DE CONTROL Y MEDICIÓN DE GRIETAS Y FISURAS

CAP III: OBRAS DE EMERGENCIA: APEOS Y APUNTALAMIENTOS

Pascual Ubeda de Mingo

pág. 69

1. APEOS Y APUNTALAMIENTOS: CONCEPTOS GENERALES
2. LA MADERA COMO MATERIAL DE APEO Y APUNTALAMIENTO
3. ELEMENTOS EN LOS APEOS
4. TÉCNICAS CONSTRUCTIVAS EN LA EJECUCIÓN DE APEOS
5. APERTURA DE HUECOS EN MUROS
6. HUNDIMIENTO EN EMBUDO

CAP IV: PATOLOGÍA DE LAS CIMENTACIONES

Ildefonso Torreño Gómez

pág. 108

1. PATOLOGÍA DE LAS CIMENTACIONES: INTRODUCCIÓN
2. CONCEPTOS GENERALES DE MECÁNICA DEL SUELO
3. CAUSAS DE LOS FALLOS PRODUCIDOS EN LAS CIMENTACIONES

CAP V: RECALCES Y REFUERZOS EN LAS CIMENTACIONES

Ildefonso Torreño Gómez

pág. 151

1. RECALCES: INTRODUCCIÓN
2. RECALCES SUPERFICIALES
3. RECALCES PROFUNDOS

TOMO 1

CAPITULO I



CONCEPTOS GENERALES DE PATOLOGÍA DE LA EDIFICACIÓN

CAPITULO I**INTRODUCCIÓN A LA PATOLOGÍA EN LA EDIFICACIÓN**

Ventura Rodríguez Rodríguez

Indice:

1. LA CALIDAD EN LA EDIFICACIÓN	8
1.1 Conceptos generales	
1.2 La gestión de la calidad en el proceso edificatorio	
1.2.1 Normativa reguladora	
1.2.2 Agentes responsables	
1.3 Consecuencias de la “no calidad”	
2. LA PATOLOGÍA EN LA EDIFICACIÓN	16
2.1 Conceptos generales	
2.2 Fuentes de las lesiones en los edificios	
2.2.1 Etiología en cada fase del proceso	
2.2.2 Causas genéricas de las lesiones	
3. INTERVENCIONES OPERATIVAS	21
3.1 Proceso patológico	
3.1.1 Interrelación entre fases y agentes	
3.1.2 Tipología de las lesiones y sus agentes causantes	
3.2 Proceso de actuación ante la presencia de lesiones	
3.2.1 De la sintomatología al diagnóstico	
3.2.2 La fase diagnóstica	
3.2.3 La terapéutica a aplicar	
3.2.4 Realización de las acciones	
3.2.5 Seguimiento de los resultados	

1. LA CALIDAD EN LA EDIFICACIÓN

1.1. CONCEPTOS GENERALES

En las sociedades desarrolladas los parámetros de confort y seguridad son cada vez más demandados en todos los órdenes de las actividades humanas y sociales. En el caso de nuestra propia vivienda y de los otros edificios que utilizamos para todo tipo de actividades, las sociedades urbanas actuales pasamos la mayor parte de nuestra vida, por lo que los anteriores parámetros adquieren una dimensión de especial relevancia.

No es sencillo definir el parámetro “*calidad*”, por lo que comenzaremos por su origen etimológico. Conforme al diccionario de la lengua la palabra “*calidad*” viene del latín “*qualitatem*” y se define como “*conjunto de cualidades que constituyen la manera de ser de una persona o cosa*”. En definición de la norma ISO : 9000 : 2001 “*Calidad es la facultad de un conjunto de características inherentes de un producto, sistema o proceso para cumplir los requisitos de los clientes y de otras partes interesadas*”.

Aplicadas las definiciones anteriores al campo de la edificación y considerando el edificio como el producto final de un complejo proceso industrial, podríamos definir la calidad de la edificación, de una forma muy genérica, como: “*la serie de condiciones que debe reunir un edificio para que cumpla las condiciones básicas para las que ha sido construido*”.

Estas condiciones básicas están definidas en el artículo 3 de la Ley 38/1999 de Ordenación de la Edificación (L.O.E), donde por primera vez en nuestro país se determinan mediante una ley los requisitos que deben reunir los edificios desde el primer momento de la concepción de su promoción hasta el final de su ciclo vital, cuando deba procederse a su demolición, ya que se contemplan las fases de proyecto, construcción, puesta en funcionamiento, conservación y mantenimiento.

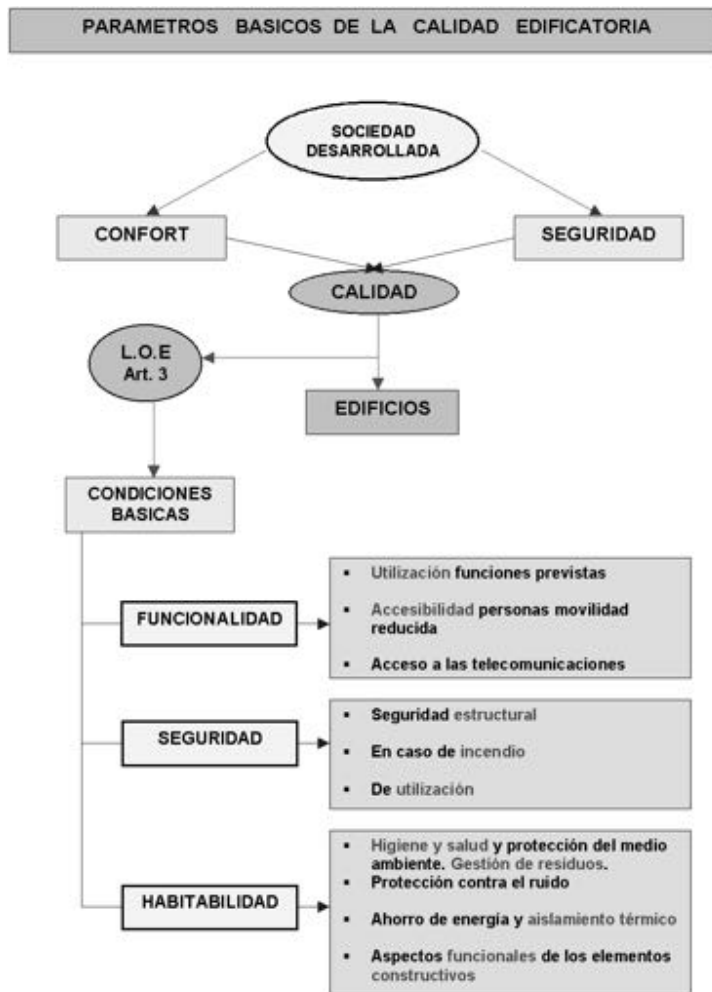
En el esquema n ° 1 han quedado resumidas las condiciones básicas recogidas en el mencionado artículo con las que los edificios deben proyectarse, construirse conservarse y mantenerse y que se encuadran en tres parámetros fundamentales: las condiciones de funcionalidad del edificio, las de seguridad, en todos los aspectos del mismo, y las de habitabilidad; en una palabra los que corresponden a las condiciones de confort y seguridad que son intrínsecos a la calidad en la edificación.

Es evidente que la consecuencia de la falta de calidad del producto, en el supuesto que nos ocupa de la edificación, serán la falta de cumplimiento de las comentadas condiciones básicas, con las consecuencias finales del no cumplimiento, a su vez, de los parámetros de confort y seguridad requeridos socialmente.

Esto adquiere diferentes niveles de importancia en función de cuál de los parámetros básicos se vea afectado, pues es evidente que no se podrá hablar de calidad en un edificio, que pudiera tener muy buenos materiales de acabados y sin embargo presentase deficiencias importantes en su estructura, que pudiesen poner en peligro su estabilidad o que la mala construcción de sus instalaciones pusiese en entredicho

las condiciones de confort o de habitabilidad. Por eso que no debe entenderse el término calidad en la edificación, como algo asociado a los materiales de acabado, en lo relativo a lo suntuoso, sino como un conjunto de cualidades que deben hacer que el edificio funcione como tal para los fines para los que se ha construido y además mantenga esas condiciones en el tiempo mediante la conservación y mantenimiento adecuados.

1.2. GESTION DE LA CALIDAD EN EL PROCESO EDIFICATORIO



El producto edificatorio adquiere cada vez mayores cotas de complejidad en su elaboración y en sus componentes, por lo que la gestión de la calidad del mismo se torna igualmente compleja con la intervención de múltiples agentes y procesos, que con procedencias e intereses dispersos han de concurrir obligatoriamente en el hecho edificatorio.

Es muy difícil encontrar ningún otro proceso industrial en el que el producto final, o sea el edificio, se vaya elaborando en el mismo lugar en el que va a ser utilizado. En la edificación el proceso fabril se desarrolla sobre el propio producto y no en determinadas instalaciones como el resto de los productos industriales, que son realizados en una fábrica, taller, etc y después son utilizados en lugares diferentes a los de su fabricación.

Esquema nº 1 : La calidad edificatoria

Esto hace que el seguimiento de la gestión de la calidad sea muy complejo, pues han de tenerse en cuenta fundamentalmente tres tipos de productos, que a su vez van a formar parte del “producto” final que es el propio edificio:

- Materiales fabricados fuera de la obra que mezclados entre sí forman sistemas constructivos, como son por antonomasia los componentes de las estructuras de hormigón, las fábricas de cualquier tipo o las cubiertas.
- Materiales manufacturados fuera de la obra que se colocan sobre la misma mediante adhesivos de diversa naturaleza, como pueden ser los solados, alicatados, aplacados, pinturas y revestimientos en general.

- Elementos complejos elaborados también en el exterior y que se superponen al edificio, como pueden ser las carpinterías, cerrajerías, aparatos y componentes de las instalaciones.

1.2.1 Normativa reguladora

Son tres las fuentes jurídicas donde debemos fijarnos para encontrar la regulación en cuanto a la calidad en la edificación. En la primera se podrían agrupar las normas de ámbito general del proceso constructivo, es decir las que regulan el proceso desde dentro, que a su vez pueden dividirse en dos subgrupos, las normas que regulan el proceso en sus aspectos generales y las referidas a condicionamientos técnicos de la construcción. En un segundo grupo encuadraríamos las referidas a la seguridad y calidad industrial, en términos generales, no de forma específica ni única a la industria de la construcción y por último en un tercer paquete se incluyen las normas que afectan a los materiales y elementos constructivos. En el esquema n ° 2 quedan sintetizadas dichas normas y sus contenidos generales se analizan a continuación.

□ NORMATIVA DEL AMBITO ESPECIFICO DE LA EDIFICACION

- **Ley 38/1999 del 05.11.99 de Ordenación de la Edificación**, conocida como la L.O.E es el marco legislativo, de ámbito estatal, que ha venido a regular el proceso constructivo y aunque no tenga una referencia específica en cuanto a la calidad, es evidente que la delimitación de obligaciones y responsabilidades de cada uno de sus agentes intervinientes, así como de las condiciones básicas que deben reunir los edificios, analizadas anteriormente (ver esquema n ° 1), la convierten en el texto de partida para acercarnos al análisis del parámetro que venimos definiendo como calidad de la edificación.



Esquema n° 2 : Normativa reguladora de la calidad edificatoria

- **Ley 2/1999 del 17.03.99 de Medidas para la Calidad de la Edificación de la Comunidad de Madrid.** Esta ley de ámbito comunitario es de parecidos contenidos a los de otras similares de las demás Comunidades Autónomas y vienen a desarrollar de forma más específica temas relacionados con la edificación. Aunque los parámetros relativos a la calidad tampoco aquí se determinan de una manera pormenorizada si se analizan con más profundidad que en la LOE, pues en el artículo 4 prescribe la necesidad ineludible de realizar

ensayos geotécnicos, en el art. 5, lo relativo al proyecto y en todo el capítulo segundo, en lo relativo a la ejecución de la obra, se dictan normas relativas a la calidad final que deben tener los edificios.

En cuanto a los contenidos del proyecto determina que habrán de definirse las calidades de los materiales y procesos constructivos y las instrucciones para el uso, conservación y mantenimiento del edificio. Por lo que se refiere al Capítulo II, dedicado a la ejecución de las obras, en los artículos 9 al 14 dicta normas sobre el control de la obra, replanteo de las mismas, programa de ejecución, la recopilación de documentos, planos reales de la obra ejecutada para la redacción del libro del Edificio.

Por último es importante resaltar como novedad en ambas normativas la implicación de los usuarios del edificio en las labores de mantenimiento y conservación del mismo. En la LOE se recogen estas obligaciones en el artículo 14 y en la Ley de la Comunidad de Madrid en los artículos 22 y 23.

▪ **Normas similares a esta en el resto de las Comunidades Autónomas.**

□ **NORMATIVA SOBRE CONDICIONANTES TÉCNICOS**

Este paquete legislativo lo constituyen en la actualidad una serie de normas, reglamentos, instrucciones, pliegos de recepción de materiales, etc, que de una forma dispersa regulan el proceso constructivo en sus aspectos técnicos y que vendrá a regular de forma armonizada el futuro **Código de la Edificación** que se anunció en la LOE pero de cuya publicación todavía no se conoce la fecha exacta.

Entre estos textos están las Normas Tecnológicas de la Edificación (N.T.E), como se sabe de obligado cumplimiento solo en obras oficiales o de protección estatal, que en la actualidad están anticuadas pero que han sido y todavía lo son en algunos casos referencias técnicas interesantes de todo el proceso constructivo.

Otras plenamente vigentes y de obligada observancia, son las Normas Básicas de la Edificación (NBE), que regulan determinados aspectos tecnológicos:

- NBE. AE-88 Acciones en la edificación.
- NBE. QB-90 Impermeabilización de cubiertas con materiales bituminosos.
- NBE. CT-79 Condiciones térmicas de los edificios.
- NBE. CA-88 Condiciones acústicas en los edificios.
- NBE. FL-90 Muros resistentes de fábrica de ladrillo.
- NBE. CPI-96 Condiciones contra incendios en los edificios.
- NBE. AE-95 Estructuras de acero en la edificación.
- NCSR-02 Norma de construcción sismorresistente.

Respecto de las instalaciones existen reglamentos que regulan las características que deben reunir tanto los materiales como su puesta en obra, cálculos, etc, que no son aquí el momento de pormenorizar, pero que atienden instalaciones:

- Infraestructuras comunes en los edificios para el acceso a los servicios de telecomunicación (Real Decreto-Ley 1-1998, de 27 de febrero)
- Reglamento regulador de las infraestructuras comunes de telecomunicaciones para el acceso a los servicios de telecomunicación en el interior de los edificios.
- RAEM. Reglamento de aparatos de elevación y manutención de los mismos. (Real Decreto 1314/1997,
- MIE-AEM 1 Instrucción Técnica Complementaria del Reglamento de Aparatos de Elevación y Manutención.
- RIGLO Reglamento de instalaciones de gas en locales destinados a usos domésticos, colectivos o comerciales. (Real Decreto 1853/1993, de 22 de octubre)
- Normas Básicas para las instalaciones interiores de suministro de agua (Orden de 9 de diciembre de 1975)
- REBT-2002 Reglamento electrotécnico para baja tensión. (Real Decreto 842/2002, de 2 de agosto)
- RITE-98 Reglamento de Instalaciones Térmicas en los edificios

Por último dentro de este grupo deben incluirse las instrucciones y pliegos de recepción de determinados materiales:

- EHE-98 Instrucción de hormigón estructural.
- EFHE Instrucción para el proyecto y ejecución de forjados unidireccionales.
- RC-03 Instrucción para la recepción de cementos.
- RL.88 Pliego general de condiciones para la recepción de ladrillos.
- RB.90 Pliego de prescripciones técnicas generales para la recepción de bloques de hormigón.
- RY.85 Pliego general de condiciones para la recepción de yesos y escayolas.

□ **NORMATIVA REGULADORA DEL PROCESO INDUSTRIAL**

En este grupo debe incluirse el Real Decreto 2200/1995 que regula la Seguridad y Calidad industrial y que naturalmente afecta también a la construcción en cuanto proceso industrial complejo que es. Este decreto regula todo el procedimiento del aseguramiento de la calidad en cuanto a los organismos competentes para la expedición de acreditaciones de sellos de calidad de productos y sistemas.

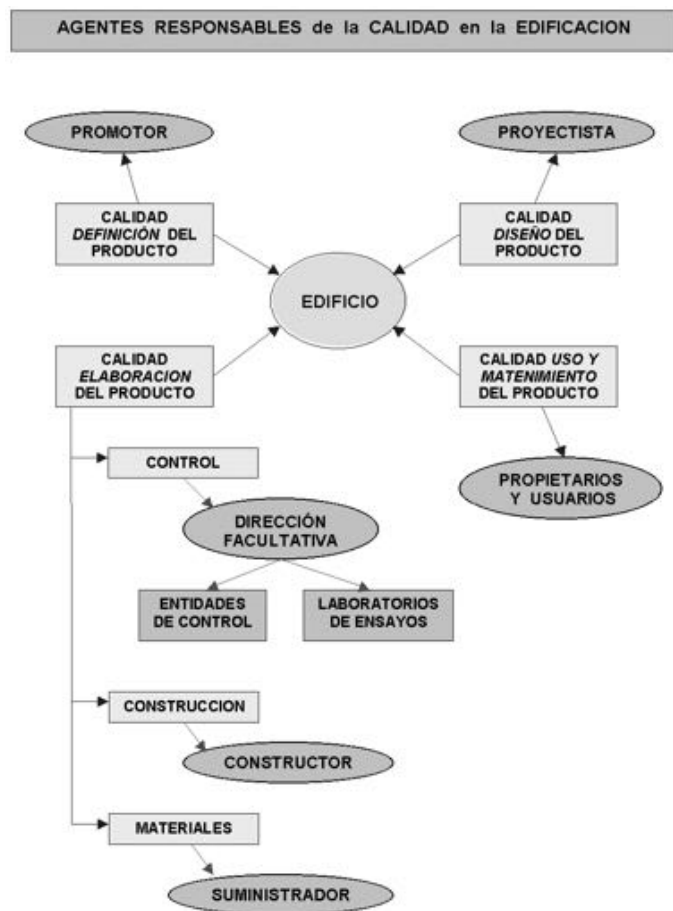
□ **NORMATIVA REGULADORA DE LOS MATERIALES**

Además de lo contemplado en las normas antes citadas, el Real Decreto 1630/1992 sobre Productos de la Construcción, que transpone a la legislación española la correspondiente directiva europea CEE 89/106 sobre productos, está comenzando a regular todo lo relativo a las condiciones que deben cumplir los materiales y sistemas constructivos, y todo lo referente al mercado CE para los mismos.

En definitiva y aunque por el momento de una forma dispersa, existe suficiente regulación normativa respecto de la calidad que deben reunir los edificios y sus materiales e instalaciones y lo que es más importante que parcela de responsabilidad corresponde a cada uno de los agentes participantes en el proceso constructivo respecto de esta materia.

1.2.2 Agentes responsables

En la normativa analizada, singularmente en la Ley de Ordenación de la Edificación (LOE), se regula, por primera vez en la legislación española, de una forma relativamente clara el deslinde de funciones y como consecuencia de responsabilidades que todos los agentes participantes en el proceso constructivo tiene en el desarrollo del mismo desde la concepción del hecho edificatorio y durante todo el ciclo vital del edificio y por lo tanto también en lo relativo a la calidad del proceso. En el esquema n° 3 se resumen las participaciones de cada uno de los agentes y su relación con la calidad del proceso.



Esquema n° 3 : Relación de los Agentes con la calidad

- EL PROMOTOR debe establecer las características del producto y definir las calidades básicas con las que desea se realice la construcción, así como a la finalización del mismo establecer las correspondientes garantías sobre dicha calidad comprometida con el usuario final (Arts. 9 y 17 de la LOE).
- LOS PROYECTISTAS deben efectuar el proyecto de acuerdo a ese diseño inicial pero atendiendo en sus contenidos a las normativas reguladoras antes citadas y por lo tanto a las especificaciones mínimas de calidad establecidas (Arts. 10 y 17 de la LOE).

- EL CONSTRUCTOR debe ejecutar la obra conforme al proyecto recibido , pero también conforme a la legislación aplicable, para alcanzar la calidad establecida en el mismo y debe extender este compromiso a los sub-contratistas. También aparece definida la figura del Jefe de Obra como representante técnico del constructor y por lo tanto responsable directo de la calidad de la obra ejecutada (Arts. 11 y 17 de la LOE).
- EL DIRECTOR DE LA OBRA en tanto que director de la puesta en obra del proyecto tiene asignaciones específicas en temas de índole técnico, como comprobar la adecuación de la cimentación proyectada al terreno y la correcta interpretación del proyecto (Arts. 12 y 17 de la LOE)
- EL DIRECTOR DE LA EJECUCIÓN DE LA OBRA es al agente al que más directamente se le responsabiliza de la calidad de la obra ya que debe verificar la recepción de los productos y materiales de la obra y por lo tanto verificar sus características y calidades determinadas en el proyecto y además dirige la ejecución material de la obra siendo el responsable de los replanteos y de la disposición de los elementos constructivos y las instalaciones (Arts. 13 y 17 de la LOE).
- LAS ENTIDADES DE CONTROL Y LABORATORIOS DE ENSAYOS son entidades que prestan su asistencia técnica a los demás agentes del proceso en la calidad de los contenidos del proyecto y durante la ejecución de la obra comprobando en algunos casos con los ensayos que se les encarguen la idoneidad de determinados materiales (Art. 14 de la LOE)
- LOS SUMINISTRADORES DE PRODUCTOS deben cumplir las especificaciones técnicas de los materiales, productos y sistemas que se integran en una construcción y facilitar los correspondientes certificados de garantía de la calidad.

1.3 CONSECUENCIAS DE LA “NO CALIDAD”

Los fallos que, en cuanto a la calidad, puedan producirse en cualquier tramo del proceso, desde la concepción y diseño del producto pasando por su elaboración o construcción y acabando con el uso y mantenimiento del mismo, tiene influencia, en diferente medida, sobre el resultado del funcionamiento durante su vida útil. A veces estos fallos se producen a la terminación y puesta en funcionamiento del edificio y en otras ocasiones a lo largo de su ciclo vital, bien por el deterioro de los elementos o materiales o bien por un defectuoso mantenimiento o por patologías introducidas desde el propio diseño o en la ejecución de la obra, como más adelante veremos.

El coste de la “no calidad” del producto edificado no es fácil de calcular pero estimaciones de empresas aseguradoras lo fijan entre el 6 y el 10% del valor del coste de la construcción, entiéndase en reparaciones realizadas en los primeros momentos de vida del edificio.

Por otra parte el coste del mantenimiento de las calidades y condiciones básicas del edificio se fijan entre el 4,50% y el 6,50% de su valor de construcción y a lo largo de toda su vida útil (considerada entre 60 y 80 años), si bien este porcentaje se

aumenta hasta el 12% en el año 20 de vida del edificio, hasta el 14,50% en el año 30 y hasta el 20,5% en el año 40, aumento que corresponde a momentos en la vida del edificio en los que se supone que es preciso efectuar obras de conservación y renovación, por encima del mantenimiento normal, para mantener sus condiciones básicas.

A los efectos de una empresa constructora y en el primer año de garantía de los acabados que regula la LOE las carencias en el cumplimiento de calidad, si estas son importantes, se transforma en gastos de reparaciones próximos al 5% del valor de construcción.

2. LA PATOLOGÍA DE LA EDIFICACIÓN

2.1 CONCEPTOS GENERALES

La palabra “*patología*” conforme al diccionario de la Real Academia procede de las palabras griegas “*pathos*”, que quiere decir *enfermedad o afección* y “*logos*” que significa *estudio o tratamiento* y en castellano se define como la *parte de la medicina que trata el estudio de las enfermedades*. La adaptación del vocablo al mundo de la construcción nos hace definirlo como el estudio del conjunto de los procesos degenerativos tipificados en la alteración de los materiales y los elementos constructivos.

También teniendo en cuenta la concepción de edificio que se determina en el artículo 3 de la LOE, (ver esquema n.º 1) podríamos definir la patología de la edificación como el estudio de las lesiones o problemas que se presentan en un edificio y que determinan la carencia de algunas de sus condiciones básicas de funcionamiento, o sea las relativas a funcionalidad, seguridad o habitabilidad.

La adaptación del término médico a la construcción no es tan gratuito ya que un edificio es conceptual y metafóricamente comparable con un ser humano, en cuanto que se concibe por el promotor y se diseña y proyecta por los proyectistas, al igual que una criatura humana se concibe por sus progenitores; se gesta durante su construcción al igual que el ser humano en el vientre de su madre y finalmente se pone en funcionamiento al igual que nace el ser humano. La vida útil del edificio es finalmente equivalente a la de cualquier hombre.

Siguiendo con este símil al igual que al ser humano se le pueden presentar lesiones, enfermedades, patologías en definitiva, derivadas de cualquiera de los momentos antes enunciados de su concepción, gestación, crianza y vida, también el edificio se puede ver afectado de problemas de funcionamiento o sea de patologías edificatorias por fallos acaecidos en la fase de proyecto o en la construcción o en su puesta en funcionamiento o a lo largo de su vida útil.

Por último, cuando al hombre se le presenta una patología acude al médico para que se la diagnostique, una vez intuida su etiología mediante el análisis de la sintomatología que presenta y le aplique la terapéutica adecuada para mantener su “calidad” de vida y naturalmente prolongarla.

Del mismo modo aparecida la patología en el edificio debe ser examinada por el técnico cualificado (patólogo de la edificación), para estudiar su sintomatología, (los signos aparentes de la lesión) poder intuir la fuente u origen del problema (etiología) y emitir una hipótesis en forma de diagnóstico para poder determinar las actuaciones más apropiadas (terapéutica) para restaurar las condiciones básicas del edificio (vida útil). Este proceso se desarrolla en el punto 3 y queda recogido en el esquema 6.

En este punto resulta conveniente efectuar una aclaración lingüística, que a partir de aquí afectará a la totalidad de los textos que conforman este manual. Se trata del empleo de la palabra “*patología*” en singular o en plural. Es evidente que por su

etimología, antes definida, la forma correcta de emplearla es únicamente en singular, ya que se trata del “*estudio de las enfermedades*” y por lo tanto no tiene sentido el plural “*patologías*” ya que sería redundar en su propia definición.

Sin embargo en el lenguaje, no solo coloquial, sino en el científico y técnico, tanto en la medicina (origen de la aplicación del vocablo), como en la construcción (palabra adquirida por asimilación), si se emplea habitualmente el plural; no en su sentido etimológico sino en el de aplicación, es decir se emplea como plural de diferentes “*enfermedades*”, asimilando la palabra patología a enfermedad y no a la ciencia que las estudia, y así se dice: ...el enfermo presentaba diferentes patologías... o el edificio estaba afectado por distintas patologías...

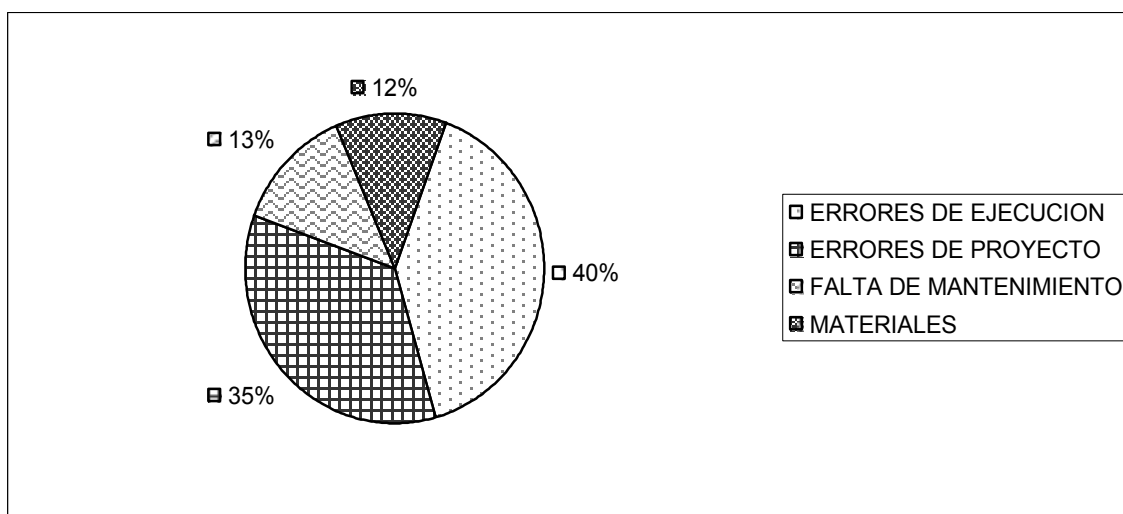
2.2. FUENTES DE LAS LESIONES EN LOS EDIFICIOS

En base a las definiciones anteriores debemos entender la patología de la edificación como un fallo en el proceso edificatorio puesto que el resultado no ha sido el correcto, al producirse una diferencia entre lo que se pretendía o esperaba con la construcción y lo que realmente se ha conseguido.

El ámbito genérico de los fallos hay que localizarlos en tres grandes periodos del ciclo vital del edificio, como son el diseño y proyecto, la construcción y su puesta en funcionamiento y uso del mismo. Los procesos de deterioro, por otra parte, pueden surgir por disfunciones en un sistema o reacciones viciadas entre sistemas, por involución natural de los productos o por la injerencia de agentes externos imprevistos en el ciclo vital de la edificación (ver esquema 5).

2.2.1. Etiología en cada fase del proceso.

No son muy abundantes los datos estadísticos sobre las fuentes o causas de las patologías en la edificación pero por los datos que manejan las casas aseguradoras de este tipo de riesgos pueden extraerse las cifras que figuran a continuación, representadas en el esquema n° 4.



Esquema n° 4: Porcentajes de fuentes genéricas de la patología en la edificación.

En base a todo lo expuesto se puede establecer la tabla de fuentes y causas de las patologías de la edificación que se inserta a continuación, donde se registran tanto el momento cronológico del proceso como la causa generadora de la patología correspondiente.

FASE DEL PROCESO Y FUENTES GENERICAS	ETIOLOGÍA DE LA PATOLOGÍA
<ul style="list-style-type: none"> ▪ DEFICIENCIAS CONTENIDAS EN EL PROYECTO O DISEÑO DEL PRODUCTO 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Inadecuadas soluciones constructivas. ○ Errores de dimensionamiento por deficiencias en las hipótesis o sistemas de cálculo en las estructuras o las instalaciones. ○ Ausencia o defectuoso diseño de detalles constructivos.
<ul style="list-style-type: none"> ▪ INADAPTACIÓN ENTRE EL EDIFICIO Y EL TERRENO SUSTENTANTE 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Cimentación inadecuada por tipología de diseño ○ Cimentación inadecuada por defecto de cálculo ○ Aparición de vías de agua por roturas de conducciones o presencia de nivel freático que alteren las condiciones del terreno. ○ Ausencia o defectos del estudio geotécnico. ○ Corrosión de armaduras por presencia de sulfatos.
<ul style="list-style-type: none"> ▪ DEFICIENCIAS O FALLOS DURANTE EL PROCESO DE EJECUCIÓN O ELABORACIÓN DEL PRODUCTO 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Deficiente puesta en obra del proyecto ○ Alteraciones introducidas en el proyecto, mal resueltas en obra. ○ Falta de rigor en la ejecución de elementos fundamentales por las siguientes causas: <ul style="list-style-type: none"> • Empleo de materiales deficientes • Mano de obra poco cualificada
<ul style="list-style-type: none"> ▪ DAÑOS GENERADOS POR AGENTES EXTERNOS 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Ataques de xilófagos ○ Desastres naturales ○ Degradación de estructuras de hormigón, por carbonatación o corrosión de armaduras.
<ul style="list-style-type: none"> ▪ DEGRADACIÓN NATURAL POR EL ENVEJECIMIENTO DE LOS MATERIALES 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Meteorización de fábricas o elementos pétreos en fachadas. ○ Flechas y deformaciones en estructuras leñosas. ○ Escapes de agua por defectos en las instalaciones o mal uso de las mismas. ○ Presencia de agua proveniente del exterior por filtraciones, capilaridad, evaporación, etc. ○ Defectos en general generados por el mal uso o la falta de mantenimiento. ○
<ul style="list-style-type: none"> ▪ DEGRADACIÓN POR EL MAL USO Y FALTA DE MANTENIMIENTO 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Falta de revisiones preventivas del uso y mantenimiento de las instalaciones. ○ Ausencia o mal seguimiento del programa de mantenimiento. ○ No reparar inmediatamente lesiones o fallos que acaban degenerando el elemento afectado.

2.2.2. Causas genéricas de las lesiones.

Es evidente la interrelación e interacción entre las fuentes de las lesiones en cada una de las fases del proceso, no pudiendo aislar solamente una de ellas o pudiéndolo hacer en pocas ocasiones. Otro tanto se puede decir en cuanto a las causas genéricas responsables de las mismas, aunque suele darse una predominante sobre las otras, en la mayoría de las ocasiones, las causas básicas donde podemos encontrar la etiología de las patologías de la edificación se pueden encuadrar en estas tres :

- ❑ Presencia de agua en todas sus manifestaciones.
- ❑ Movimientos de los materiales o los sistemas.
- ❑ Acciones físicas, químicas o biológicas.

En las tablas que se inserta a continuación se pormenorizan las causas específicas que corresponden a cada una de estas genéricas, así como el agente causante de su origen y la forma de manifestarse.

CAUSA GENERICA	CAUSAS ESPECIFICAS	
	ORIGEN	FORMA DE MANIFESTARSE
PRESENCIA DE AGUA	<ul style="list-style-type: none"> ○ Proviniente del exterior: ○ Lluvia, nieve, etc ○ Terreno ○ Proviniente de instalaciones ○ Proviniente proceso constructivo 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Condensaciones ○ Capilaridad ○ Filtraciones ○ Derramamientos
MOVIMIENTOS EN LOS MATERIALES	<ul style="list-style-type: none"> ○ Movimientos del terreno o variaciones de sus características ○ Variaciones de las cargas estructurales ○ Vibraciones exteriores o dentro del edificio ○ Variaciones dimensionales de los materiales por diversas causas: <ul style="list-style-type: none"> ○ Diferencias térmicas ○ Diferencias higrotérmicas ○ Procesos físicos de deformaciones y flexiones 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Grietas y fisuras de diferentes tipologías

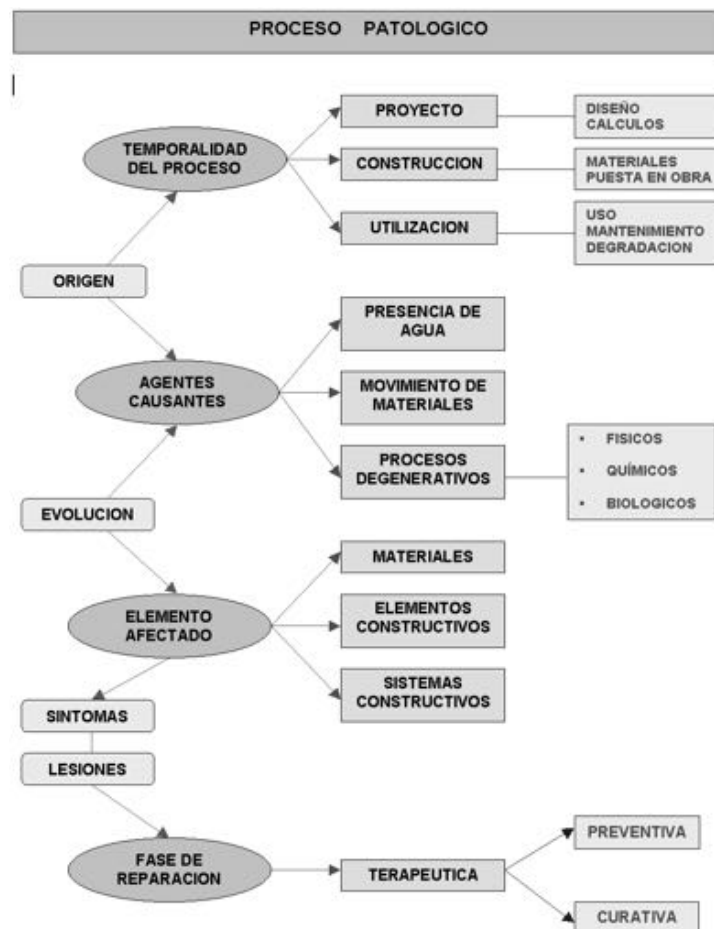
<p>PROCESOS FISICOS QUÍMICOS Y BIOLOGICOS</p>	<ul style="list-style-type: none"> ○ Radiaciones solares ○ Procesos químicos de carbonatación y/o sulfatación. ○ Procesos químicos por presencia de humedades. ○ Presencia de sales en materiales. ○ Procesos biológicos por presencia de xilófagos, hongos, etc. 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Decoloraciones o descomposición de materiales de revestimiento. ○ Corrosión de armaduras y degradación del hormigón. ○ Oxidaciones, descomposición de materiales. ○ Exfoliaciones y degradaciones de materiales. ○ Pudriciones de elementos leñosos
--	--	--

3. INTERVENCIONES OPERATIVAS

En esta tercera parte de la introducción, en la que se está haciendo un repaso somero a los principios fundamentales de la patología de la edificación derivada de la falta de calidad en el producto edificado, se explica cómo se desarrolla lo que se conoce como proceso patológico, así como la forma de actuación que cualquier profesional debe seguir ante la presencia de una patologías en la edificación. Es importante señalar que esta forma de actuación, en cuanto a los procedimientos técnicos, es común para todo tipo de profesional, independientemente del agente que haya representado dentro del proceso edificatorio.

3.1 PROCESO PATOLÓGICO

Entendemos por proceso patológico el conjunto de acciones que se producen en un edificio, o parte de él, desde el momento en que se presenta un deterioro en su funcionamiento o una lesión, en definitiva una patología y hasta el momento en que el edificio recupera las condiciones básicas para las que fue construido, mediante la correspondiente reparación. En el esquema n° 5 se ha resumido el diagrama de flujo del proceso, relacionando las fases en las que se puede producir la patología, con los agentes causantes de las mismas y los elementos que se ven afectados.



Esquema nº 5 : Diagrama del proceso patológico

3.1.1 Interacción entre fases y agentes causantes.

Hemos visto antes las fuentes o etiología de las lesiones en la edificación, así como en qué fase del proceso puede encontrarse el agente causante, siendo evidente la posible interrelación entre unas y otras. Esta interrelación entre las causas genéricas de las lesiones o deterioros y las fase del proceso en la que se produce el fallo, hace en ocasiones difícil establecer un diagnostico claro sobre la fuente específica de la causa y como consecuencia la responsabilidad del agente del proceso llamado a evitar que se consumara la acción desencadenante de la patología.

En definitiva, unas son las causas tangibles que producen la alteración en el producto edificado, bien en alguno de sus materiales compositivos o bien en algún

elemento del sistema constructivo, otras la temporalidad en que se produce y otra el tiempo que la alteración permanece sin ser reparada, lo que generalmente aumenta la gravedad y repercusiones de la lesión.

3.1.2 Tipología de las lesiones y agentes causantes.

En la tabla que se inserta a continuación extraída de la publicación *“En torno a la inspección técnica de edificios”* de Ignacio García Casas e Igor Yáñez Velasco, editada por el Colegio Oficial de Aparejadores y Arquitectos Técnicos de Madrid, se sintetizan las tipologías de las lesiones más frecuentes y la sintomatología que nos puede ayudar a su detección y el diagnóstico del agente causante, independientemente del origen de las causas que las producen y el momento procesal en las que se han producido.

TIPOLOGIAS DE LAS LESIONES Y AGENTES CAUSANTES		
TIPOLOGIA DE LA LESION	SINTOMATOLOGÍA	AGENTE PATOLOGICO
FISICAS	<input type="checkbox"/> HUMEDAD <input type="checkbox"/> EROSION FÍSICA <input type="checkbox"/> METEORIZACION <input type="checkbox"/> SUCIEDAD	<input type="checkbox"/> Presencia de agua <input type="checkbox"/> Condiciones atmosféricas <input type="checkbox"/> Excrementos animales
MECANICAS	<input type="checkbox"/> DEFORMACIONES <input type="checkbox"/> AGRIETAMIENTOS <input type="checkbox"/> FISURACIONES <input type="checkbox"/> DESPRENDIMIENTOS <input type="checkbox"/> EROSION MECANICA	<input type="checkbox"/> Cargas y sobrecargas <input type="checkbox"/> Incremento esbeltez <input type="checkbox"/> Fallo de sustentación <input type="checkbox"/> Dilataciones <input type="checkbox"/> Retracciones <input type="checkbox"/> Mala ejecución <input type="checkbox"/> Acción del viento <input type="checkbox"/> Uso continuado
QUIMICAS	<input type="checkbox"/> DISGREGACIÓN O DISOLUCIÓN <input type="checkbox"/> OXIDACIÓN <input type="checkbox"/> EFLORESCENCIAS <input type="checkbox"/> EXPLOSION – COMBUSTIÓN <input type="checkbox"/> DEFORMACIÓN <input type="checkbox"/> METEORIZACIÓN	<input type="checkbox"/> Contaminantes ambientales <input type="checkbox"/> Presencia de agua <input type="checkbox"/> Presencia de agua. <input type="checkbox"/> Disolución de sales <input type="checkbox"/> Presencia de llama <input type="checkbox"/> Temperatura <input type="checkbox"/> Proceso involutivo
ELECTRO-QUIMICAS	<input type="checkbox"/> CORROSION	<input type="checkbox"/> Presencia de agua <input type="checkbox"/> Mala ejecución
BIOLOGICAS	<input type="checkbox"/> PUDRICIÓN PARDA <input type="checkbox"/> PUDRICIÓN BLANCA <input type="checkbox"/> DISGREGACION	<input type="checkbox"/> Presencia de hongos <input type="checkbox"/> Presencia de xilófagos

3.2

3.3

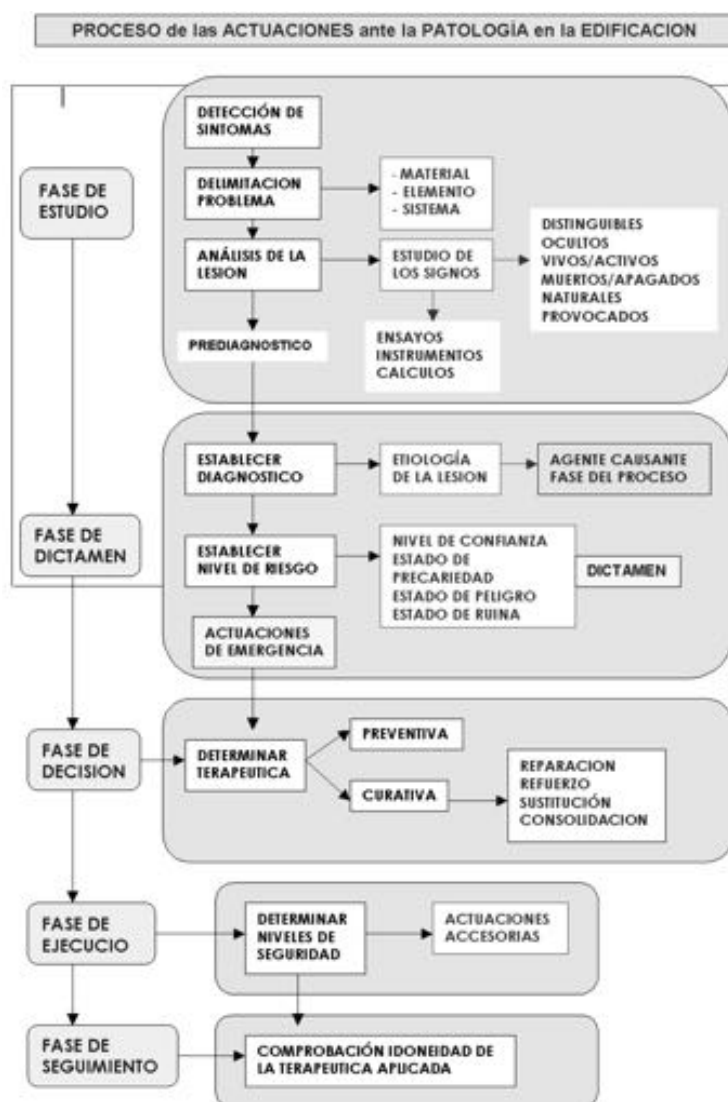
3.4 PROCESO DE ACTUACIÓN ANTE LA PRESENCIA DE LESIONES

En el punto 2.1 se trataba el paralelismo entre la actuación de un médico respecto de la aparición de una enfermedad o patología en el ser humano y las actuaciones que debe efectuar el técnico patólogo de la edificación cuando se presenta una patología o lesión en un edificio. En este punto se desarrolla el contenido de dichas actuaciones que se sintetizan en el esquema n° 6.

3.4.1 De la sintomatología al diagnóstico. FASE DE ESTUDIO

En esta fase se trata de examinar organolépticamente o con el auxilio de instrumentos que nos ayuden en el análisis, la patología presentada para establecer los siguientes parámetros:

- *Detección* de la lesión, anomalía de funcionamiento o patología de la forma más inmediata posible a su aparición, para evitar daños continuados o acciones que pudiesen agravarse en el tiempo.
- *Acotación* del área de influencia del problema determinando el elemento o sistema constructivo afectado y delimitando la zona o zonas del edificio que se encuentren afectadas.
- *Análisis* detallado de la lesión para establecer la *etiología* o fuente de la lesión. Para este análisis nos basaremos en la sintomatología que nos presente la lesión. El síntoma es el signo vivo y visible de un proceso patológico que nos permite la detección y nos ayuda en la lectura de la lesión, como se esquematiza en el diagrama que se inserta a continuación.



Esquema n° 6 :Actuaciones en un proceso patológico

El signo es cualquier variación perceptible del estado original del edificio, como expresión de las variaciones constructivas o patológicas acaecidas en el mismo y pueden distinguirse las siguientes tipologías.

TIPOS DE SIGNOS	
DISTINGUIBLES	Elemento externos o aéreos del edificio.
OCULTOS	Espacios no accesibles visualmente
VIVOS	Con variaciones en curso que se dan en la revisión.
MUERTOS O APAGADOS	Alteraciones consolidadas y estabilizadas sin variación temporal.
NATURALES	Comportamiento lógico del elemento o sistema constructivo por el paso del tiempo
PROVOCADOS	Producido de forma anómala y no relacionado con el correcto funcionamiento del elemento.

3.4.2 La fase diagnóstica. FASE DE DICTAMEN

En esta fase efectuaremos el diagnóstico del tipo de lesión y clasificación de la importancia que pueda tener a los efectos de la gravedad de la repercusión sobre el edificio. Es evidente que si todas las actuaciones del proceso patológico, que hemos venido estudiando, tienen su importancia, sin duda el momento especialmente delicado del proceso es aquel en que basados en el reconocimiento del problema y tras su análisis emitimos nuestro diagnóstico sobre las causas que lo generan y los agentes implicados en el mismo. Es la fase del proceso que conocemos como *diagnóstico o dictamen* del problema.

Un error o incorrecta apreciación del problema en cualquiera de sus aspectos puede condicionar el resto del proceso e invalidar en todo o en parte las actuaciones posteriores, con lo que no sólo no habremos solucionado el problema sino que habremos perdido el tiempo y el dinero. Dentro de la fase diagnóstica se han de establecer dos parámetros, resultado de la interpretación de la sintomatología:

- a) Determinar la etiología del problema en cuanto a la causa específica que lo ha causado y el agente que lo genera así como establecer la fase del proceso en la que se ha fraguado su origen, mediante la elaboración de una hipótesis diagnóstica. Para corroborar y afianzar esta hipótesis se deben emplear, en virtud de la trascendencia de la patología que se esté estudiando, las pruebas diagnósticas o ensayos que nos permitan su validación.
- b) Clasificar el nivel de gravedad de la lesión que será la última parte de la fase diagnóstica y equivalente en importancia, en cuanto a posibles repercusiones posteriores, que la elaboración de la hipótesis en cuanto a las causas y agentes de la patología estudiada. La clasificación que se plantea es válida para cualquier elemento aislado, sistema constructivo o parte del edificio y puede responder a los siguientes niveles:
 - ❑ ESTADO DE CONFIANZA, puede considerarse cuando después del análisis de la patología de que se trate y emitida la hipótesis con el diagnóstico correspondiente, no se aprecien situaciones de ningún tipo de riesgos ni para el elemento en cuestión afectado ni para el edificio.
 - ❑ ESTADO DE PRECARIEDAD, se establece cuando se detectan carencias en el sistema que disminuyen las garantías de seguridad por

debajo de un nivel considerado adecuado, pero sin llegar a poner en peligro la estabilidad del sistema constructivo o del edificio y por lo tanto su funcionalidad y habitabilidad.

- ESTADO DE PELIGRO. De las deficiencias detectadas se puede deducir que es insuficiente para soportar las acciones a que puede verse sometida en su utilización normal, tales como sobrecargas de uso o acciones naturales como viento, nieve, etc.
- ESTADO DE RUINA FÍSICA. Se produce cuando debido a la gravedad de las patologías, el edificio pierde su identidad como tal y como consecuencia las condiciones básicas.

3.4.3 La terapéutica a aplicar. FASE DE DECISIÓN:

Como resultado del proceso y actuaciones anteriores deberán de llegarse a alguna de estas conclusiones, en cuanto a las acciones que deban adoptarse para paralizar el avance del problema y subsanarlo:

- REPARACIÓN es la actuación mediante la cual se pretende recuperar el elemento o sistema dañado para desempeñar las mismas funciones que tenía encomendadas en el edificio, pero sin ser precisa su sustitución ni la variación conceptual del elemento dentro del sistema constructivo, por lo que el elemento original dañado se mantiene en sus mismas condiciones de uso una vez se haya realizado la obra.
- REFUERZO. Se procederá a realizar esta actuación, principalmente en elementos estructurales, cuando la resistencia del elemento afectado se vea comprometida para soportar las sollicitaciones que tenga encomendadas, pero que se mantengan las condiciones básicas de su diseño inicial. Por lo tanto aquí también se mantiene el elemento o sistema original, añadiéndole el material o elemento complementario que precise para recuperar plenamente sus funciones con seguridad.
- SUSTITUCIÓN. A diferencia del caso anterior, este supuesto se dará cuando se haya producido el agotamiento del elemento por daños de carácter irreversible, que hacen necesario adoptar este tipo de actuación, o por peligro de mantenerlo por poderse convertir en foco de extensión a otros posibles elementos contiguos o con los que trabaje conjuntamente. En este supuesto si se cambia el elemento de una forma total introduciendo uno nuevo en el sistema y por lo tanto es la solución más costosa, pues en ocasiones no puede efectuarse solo la sustitución de un elemento y hay que realizar obras accesorias en los colindantes o colaboradores en el sistema constructivo de que se trate.
- CONSOLIDACIÓN. La extensión del problema o la estratégica función que desempeña el elemento dañado puede afectar al resto de todo un sistema constructivo por lo que se hace preciso un tratamiento integral del mismo. Este tipo de actuación puede implicar en ocasiones la mezcla de varias de las anteriores, es decir para una consolidación a veces será preciso efectuar reparaciones, sustituciones y refuerzos. Esto es especialmente delicado

cuando se trata de un sistema con compromiso estructural pues pueden llegar a producirse situaciones de riesgo.

3.4.4 Realización de las acciones. FASE DE EJECUCION:

Conforma a las decisiones adoptada en la fase anterior se efectuaran las obras determinadas, como *terapéutica* para subsanar la patología, teniendo en cuenta que como se ha comentado anteriormente pueden presentarse situaciones de riesgo para determinados elementos del edificio, zonas de este o incluso la totalidad del mismo. Estas situaciones deberán ser valoradas por los técnicos que efectúen el informe patológico bajo un doble punto de vista:

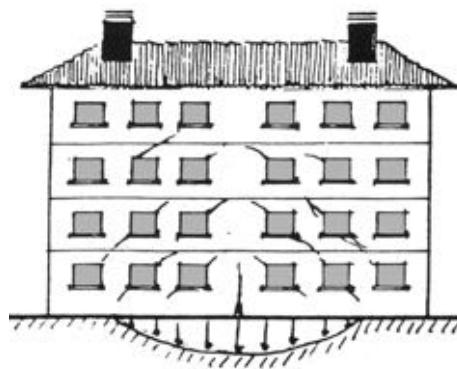
- El nivel de seguridad que presenta el edificio como consecuencia de la patología que padece respecto de su propia integridad estructural y su funcionalidad en relación con los habitantes del mismo, que puedan determinar su evacuación.
- Las medidas a adoptar que sean precisas cuando se puede mantener la funcionalidad del edificio y su habitabilidad, como pueden ser apeos y protecciones provisionales que garanticen también esas condiciones durante la ejecución de las obras.

3.4.5 Seguimiento de los resultados. FASE DE COMPROBACIÓN :

Una vez finalizadas las actuaciones y por lo tanto eliminadas las patologías y devueltas al edificio sus condiciones básicas se hace imprescindible un seguimiento de la evolución del mismo para comprobar que el diagnóstico emitido, y como consecuencia la terapéutica aplicada ha tenido resultados positivos.

TOMO 1

CAPITULO II



LOS SÍNTOMAS DE LA PATOLOGÍA. EL LENGUAJE DE LAS GRIETAS

CAPITULO II**LOS SÍNTOMAS DE LA PATOLOGÍA.
EL LENGUAJE DE LAS GRIETAS**

Pascual Úbeda de Mingo

Indice:

1. INTRODUCCIÓN AL DIAGNÓSTICO EN PATOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN	29
2. EL LENGUAJE DE LAS GRIETAS	30
2.1 Concepto de Marco	
2.2 Las fisuras y grietas inclinadas	
3. EL PROBLEMA DE LA ESQUINA	34
3.1 Efectos en los paramentos por problemas en la cimentación. Arrufos y quebrantos.	
4. GIROS Y ROTACIONES	38
4.1 Giros	
4.2 Rotaciones	
4.2.1 Rotación externa	
4.2.2 Rotación interior	
5. PANDEO	44
6. TIPOLOGÍAS DE GRIETAS POR CEDIMIENTOS DEL ASIENTO	45
6.1 Asientos del terreno	
6.2 Corrimientos y deslizamientos	
6.3 Grietas por arcillas expansivas	
6.4 Problemas producidos por los árboles	
6.5 Propagación de grietas en edificios urbanos en función del tipo de estructura	
7. APLASTAMIENTO DE MATERIALES	53
8. PROBLEMAS DE DILATACIÓN	56
8.1 Efectos de las dilataciones en los forjados	
9. OXIDACIÓN DE ELEMENTOS	59
10. SISTEMAS DE CONTROL Y MEDICIÓN DE GRIETAS Y FISURAS	61

1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo nos vamos a centrar en el contexto de la construcción tradicional, para intentar una aproximación a los principales problemas patológicos (no todos) que se dan en la edificación. En este campo hemos tomado prestado parte del lenguaje que se emplea en medicina, aunque, en nuestros supuestos, el enfermo sea un edificio. El diagnóstico, en los problemas de construcción es una cuestión fundamental, pero antes de entrar en su problemática concreta vamos a centrar éste concepto.

Diagnosis en griego significa: conocimiento, juicio, decisión, fallo, medio de discernir algo, pero siempre jugando dentro de los paradigmas admitidos por nuestra técnica.

Cuando un profesional, se enfrenta a la presencia de alguna patología en un edificio se producen en él, unos mecanismos psicológico en el que se barajan los siguientes parámetros:

- El técnico tiene conocimientos y experiencia suficiente para diagnosticar la fuente del problema y actuar en consecuencia.
- El técnico no se atreve a enfrentarse al problema.
- El técnico duda, o quiere afinar; comparte su prediagnóstico, de forma discreta con sus afines, o con especialistas.

Realmente es esta tercera postura la más frecuente, el profesional lo que intenta es refutar el prediagnóstico para aceptarlo o desecharlo. Si el diagnóstico es equivocado, es ineficaz el gasto empleado para paliar el efecto que produjo. En definitiva, el técnico al diagnosticar, empleando un lenguaje llano : se la “juega”, porque pone a prueba su prestigio y esto le puede condicionar su status social.

Otra cuestión que hay que señalar, es la relación causa-efecto. En patología de la construcción es un principio cuasi cierto porque no es frecuente su aparición tan nítida, es más normal que exista una causa y varios efectos que por cierto se suelen dar en cadena, aunque también pueden existir varios efectos que por cierto se suelen dar en cadena, aunque también pueden existir varias causas y varios efectos. Con esto simplemente sugiero la puesta en guardia hacia las deducciones simplistas; siendo más ortodoxo aunque más lento, el proceso de la refutación, o dicho de otra forma la información directa (observación), cotejada posteriormente con la prueba.

2 EL LENGUAJE DE LAS GRIETAS

Los edificios nos hablan, expresan sus problemas por sus grietas; hemos pues de interpretarlos, aunque a veces esto es muy complejo, pues es posible y normal el solapamiento de varios problemas que se suceden en cadena: leer, ordenar, diagnosticar y actuar; serán las fases a seguir.

Ha sido muy frecuente, la actuación puntual en temas muy concretos y determinados de especialistas en los mismos, pero hay que analizar y diagnosticar el edificio como un todo complejo; a partir de ahí, que actúen los especialistas sobre la parte enferma del edificio. Nos referimos al hecho de la importancia que tiene la formación de técnicos con una visión global del comportamiento de los edificios y de sus posible lesiones, equivalente al “médico de cabecera”, que sepan de la historia del edificio, de su contexto y de su entorno; así, con ese objeto tendremos la primera aproximación, que muy frecuentemente nos suele centrar en el problema, o nos aproxima mucho.

2.1 CONCEPTO DE MARCO

Denominamos marco al rectángulo comprendido en un plano vertical, limitado en su perímetro por elementos horizontales (vigas, zunchos, forjados,...), por elementos verticales (pilares, pilastras, pies derechos,...), en la parte interior tenemos el relleno o cerramiento; el marco puede estar junto al suelo o en el espacio. (Fig. 1)



Fig 1: MARCO

Pues bien, en general va a ser en el relleno interior del mismo, donde se van a manifestar las fisuras o grietas por problemas patológicos, y es precisamente el lugar donde los podremos leer independientemente de los problemas que se pueden dar en los elementos del pórtico (hormigón, hierro o madera).

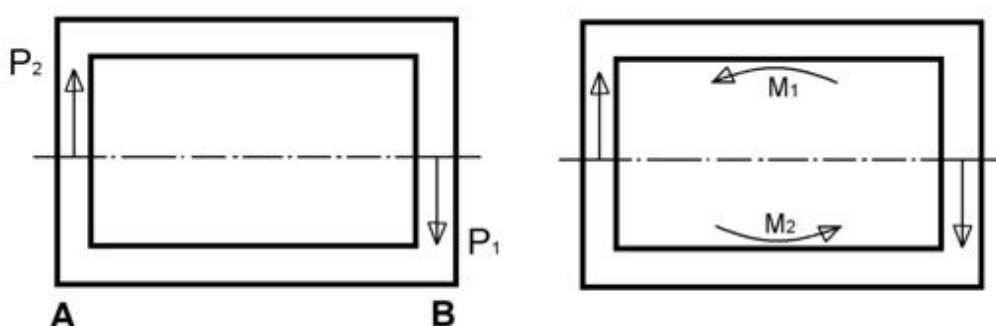


Fig 2 : DEFORMACIÓN DE LOS MARCOS

Supongamos que en el marco de la figura 2, existe un cedimiento en el extremo B, lo que supone la existencia de una fuerza P_1 , por lo que la parte sin deformación del marco (Zona A) va a intentar equilibrar esa fuerza con otra igual y de sentido contrario P_2 . En ese momento el sistema está relativamente equilibrado ya que las fuerzas $P_1 = P_2$, pero al no estar situadas en el mismo eje, entre ambas se produce un giro hacia B (en este caso en el sentido de las agujas del reloj), y para equilibrarlo, es necesario la introducción de dos momentos M_1 y M_2 iguales y de

sentido opuesto (zonas superior e inferior del marco) que en realidad van a actuar por rozamiento entre el relleno y los elementos horizontales del perímetro; este mecanismo va a ser la causa de las manifestaciones de fisuras o grietas en los cerramientos del marco.

Un ejemplo de lo que acabamos de analizar sería el que observamos por el interior de una habitación con paramento (marco) de esquina. Se producen en el encuentro techo-paramento fisuras en S, se levanta el rodapié en la parte inferior y hay fisuras verticales en los encuentros de paramentos. (Fig. 3)

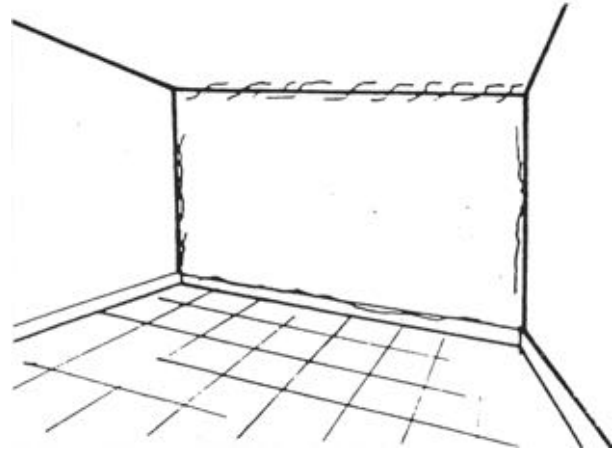


Fig 3 :EFECTOS DE LA DEFORMACIÓN DE UN MARCO

2.2 LAS FISURAS Y GRIETAS INCLINADAS

La razón de ser de las fisuras inclinadas a 45° (o mejor simplemente inclinadas) como manifestación más frecuente de síntoma de cedimiento es la siguiente:

En la representación de la figura 4 imaginemos la existencia de un asiento según la línea CD, por lo que se deforma alejándose los puntos B y D, y acercándose los puntos A y C, y aparece la fisura o grieta inclinada AC. Todas las fibras imaginarias paralelas AC están comprimidas, y más comprimidas cuanto más se acercan a la diagonal. Por el contrario, todas las fibras paralelas a BD están en tracción, siendo inversas y normales a las anteriores.

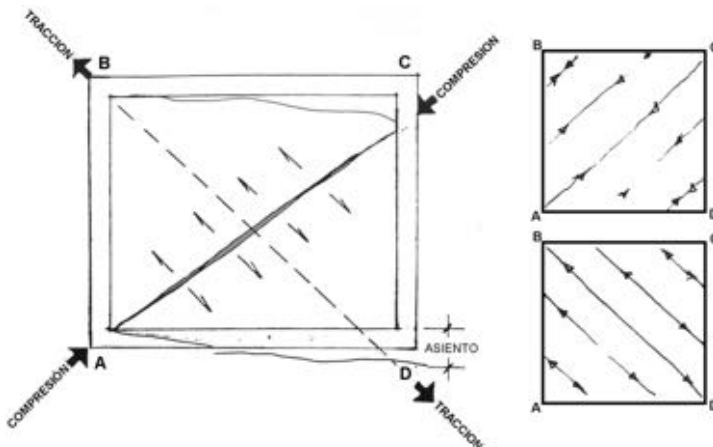


Fig. 4 : INTERPRETACIÓN DE UNA GRIETA INCLINADA



Foto 1: Las grietas se orientan hacia el foco del cedimiento (esquina)

La grieta es el resultado, de la rotura de los materiales de relleno del marco por tracción, y se manifiesta en la línea de la isostática de máxima compresión. En la práctica estas líneas de rotura aparecen en forma de parábolas, más o menos abierta.

Así tenemos que el cerramiento de un elemento vertical, como el ejemplo de la figura 5 producirá ramas de parábola en los marcos adyacentes (5a) o bien, el fallo en un elemento vertical inferior, que producirá fisuras en el marco superior, (5b). Pero puede suceder que un elemento se levante, o bien que permanezca fijo y bajen todos los de su entorno, entonces aparecen las fisuras en sentido contrario. (5c)

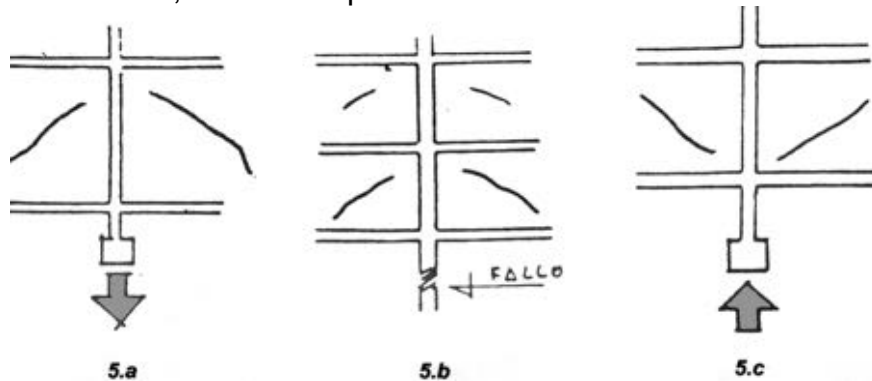


Fig. 5 : FISURAS POR ROTURA DEL MARCO POR TRACCIÓN

Si tenemos como en la figura 6 el cedimiento de un elemento B, en la parte inferior, todos los elementos o marcos a él adyacentes se agrietarán, y también pueden aparecer fisuras secundarias y parabólicas en la crujía continua C-D. (6a).

Otro caso es el que se da cuando son dos elementos contiguos centrales los que ceden, pues las ramas de parábola aparecen en los marcos laterales, pero no en la crujía de los elementos cedidos B-C ya que están descargándose por compresión. (6b)

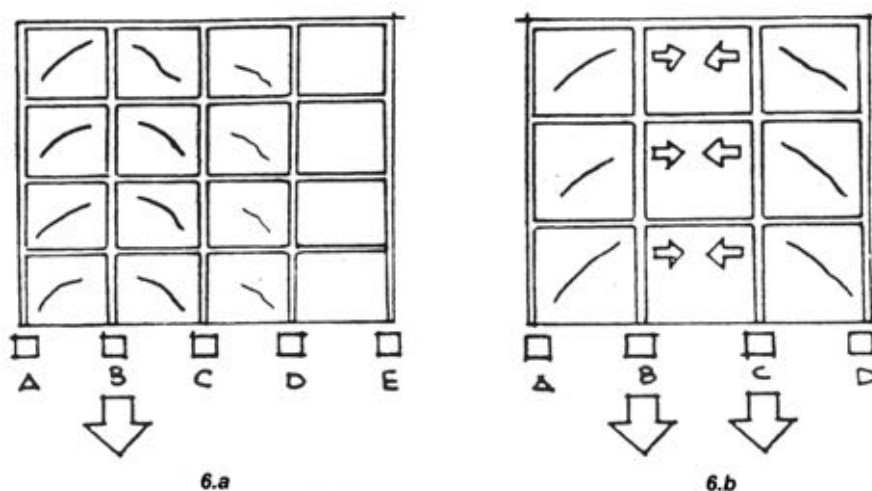


Fig. 6 : FISURAS EN MARCOS POR CEDIMIENTO DE ELEMENTOS

Cuando en el interior del marco existan huecos, sucede una cierta distorsión en las líneas isostáticas de tracción, concentrándose en las esquinas del mismo, en nuestro caso en los puntos M y O, produciéndose precisamente en estos puntos la máxima abertura de la grieta, como queda representado en la figura 7.

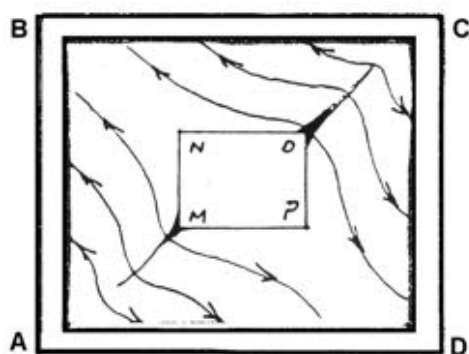


Fig. 7 : FISURAS EN BORDES DE HUECOS

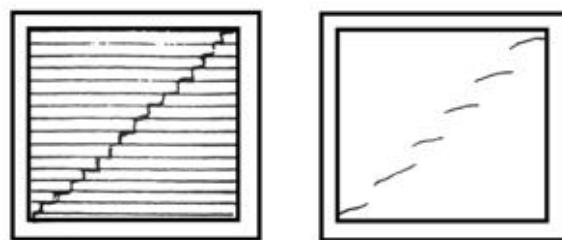


Fig.8 : ROTURA DE CERRAMIENTOS DE LOS MARCOS

También los cerramientos de marcos pueden romper en forma de escalera, es decir: por las juntas y tendeles del material que lo forman o bien, por una familia de ramas de pequeñas parábolas inclinadas. En ambos casos hay que leerlas como la fisura equivalente según la diagonal AC. (Fig. 8)

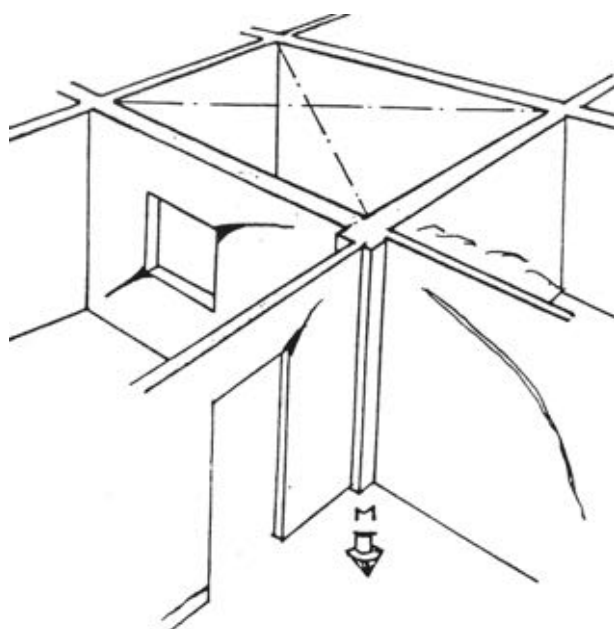


Fig. 9 :EFECTOS DEL ASIENTO DE UN PUNTO

Una manera de detectar el asiento de un punto en el espacio, es analizar los marcos que coinciden en él. El punto M en la figura 9 es la unión de cuatro marcos: el cerramiento de patio que dispone de una ventana tiene las figuras ya analizadas con anterioridad en la figura 7; así mismo el tabique con hueco de puerta rompe en la parte superior como un hueco de ventana, en la inferior se manifiesta en el marco junto al suelo. El tabique cerrado rompe como una parábola y el otro cerramiento de patio una familia de pequeñas ramas de parábola, equivalente a una fisura continua. (Fig. 9)

En general, y respecto a los asientos diferenciales podemos establecer los parámetros que se indican en la siguiente tabla, en la que para cada tipo de asiento por porcentaje de la luz se determinan las posibilidades de la aparición de fisuración y el asiento equivalente en milímetros para una luz de 5.00 metros.:

ASIENTO DIFERENCIAL	EFFECTOS EN CUANTO A FISURACION	RESULTADO Para luz 5,00
1/500	Es un límite bastante seguro para la inexistencia de fisuraciones.	10 mm
1/300	Puede producir grietas y fisuras en la tabiquería y cerramientos.	17 mm
1/150	Puede producir agrietamientos en los muros.	33 mm

3 LOS PROBLEMAS DE LA ESQUINA

El conocido como fenómeno de la “esquina” es una de las patologías más frecuentes, en cuanto a formación de fisuras y grietas por asiento que se presentan en la edificación. El estudio de las mismas queda representado en la figura 10, donde en un muro macizo se produce un cedimiento M en uno de sus extremos, es decir en una esquina produciéndose las siguientes grietas :

- Grieta horizontal cercana al suelo, más ancha en la esquina y capilar en el otro extremo, a veces no se manifiesta o tarda más que las otras fisuras. Surge sobre todo si el cedimiento es muy rápido (1).
- Grieta característica en forma de S estilizada, más ancha en su parte central que en los extremos (2).
- Grietas claramente más verticales aunque ligeramente inclinadas en cabeza, más anchas por arriba que por abajo (3 y 4).
- Las grietas 5, 6, 7 ... son claramente verticales pero ya muy débiles aunque más marcadas en la parte superior que en la inferior.

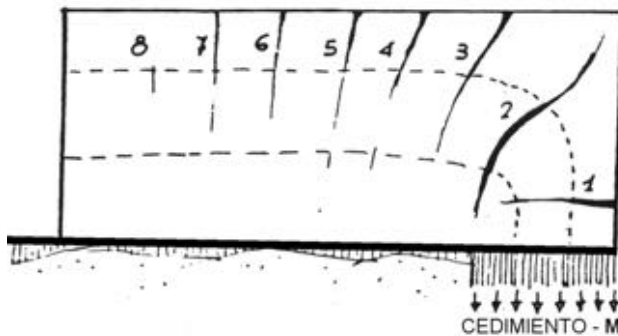


Fig. 10 : TIPOLOGIAS DE GRIETAS POR CEDIMIENTO DE UNA ESQUINA

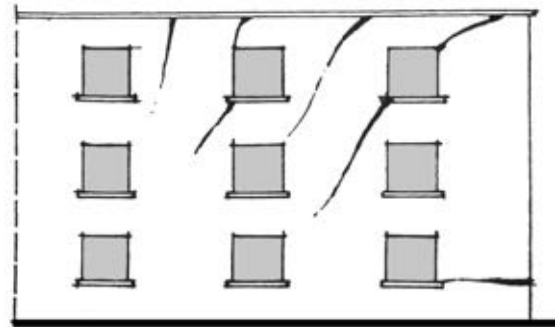


Fig. 11 : GRIETAS POR "ESQUINA" CON PRESENCIA DE HUECOS

Toda la familia de grietas tiene la característica de estar en el mismo plano vertical y esto nos sirve para no confundirlo con otros fenómenos que veremos más adelante. En conjunto podemos denominar este fenómeno como de quebranto parcial.

Evidentemente si este paramento está aligerado por huecos entonces las fisuras suelen canalizarse con la morfología anteriormente expuesta, pero apoyándose en la mínima sección que presentan los huecos, tal como se representa en la figura 11.

En el caso de cedimiento puntual de la “esquina” equivale a una carga aislada y por tanto a un punzonamiento con las isostáticas de compresión radiales en el suelo tal como se aprecia en la figura 12b.

El fenómeno se va a producir por fases; prime-ramente el témpano A-A' que hace trabajar en ménsula al conjunto y a medida que aumenta la tensión, se va a producir la rotura del siguiente témpano B-B' (12a).

La grieta aprovechará claro los huecos existentes porque ofrecen la mínima resistencia y por último se suele interrumpir precisa-mente en el elemento horizontal de carrera y contracarrera que sirve de zuncho y coronación del muro al mismo

tiempo que de apoyo de cubierta. Otra cuestión a tener en cuenta es que el asiento en m m' queda marcado en la parte superior del témpano (12 c).

Fig 12 a : EL FENÓMENO DEL CEDIMIENTO DE LA ESQUINA

Cuando existe un corrimiento de dentro hacia fuera los témpanos se desprenden conjuntamente pero quedan separados en distintos planos, es decir: A' y B' ya no están en el plano vertical primitivo y otro tanto pasa con A-B como se aprecia en la planta de la figura 12 c y además se presentará una grieta más ancha por abajo que por arriba.

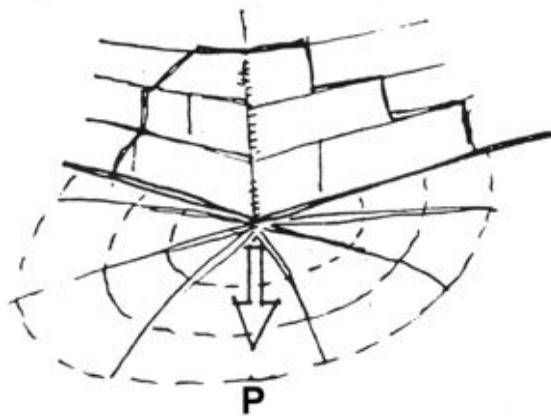
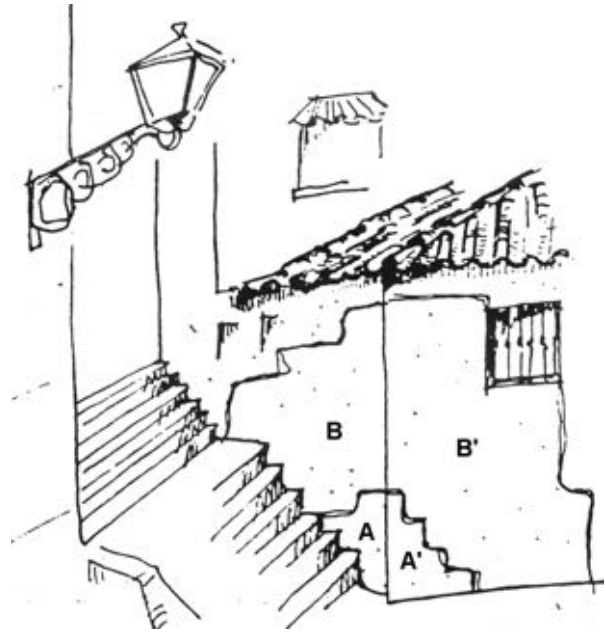


Fig. 12 b . EFECTO DE PUNZONAMIENTO

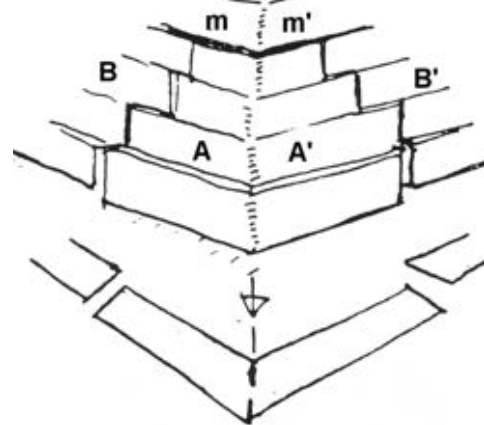


Fig. 12 c : DESPRENDIMIENTO DE TEMPANO

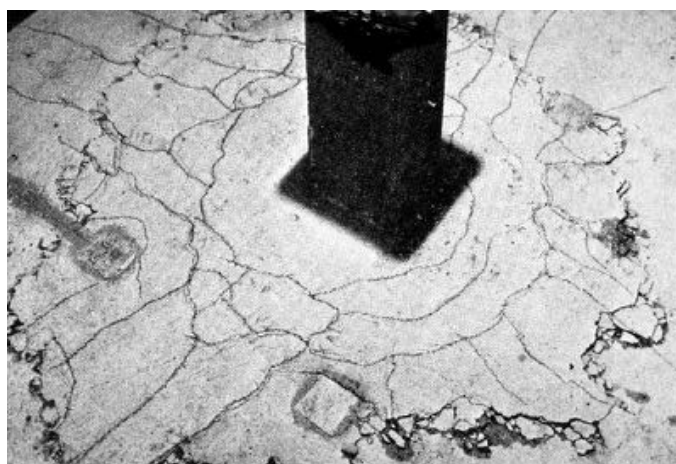


Foto n° 2: Rotura por punzonamiento. Se aprecian las fisuras por compresión (radiales) y las de tracción (concéntricas), hasta su rotura en forma de "tapón".

3.1 EFECTOS EN LOS PARAMENTOS POR PROBLEMAS EN LA CIMENTACION. ARRUFOS Y QUEBRANTOS

Si tenemos un paramento como el representado en figura 13 en el que ha cedido las dos esquinas A y B, y el apoyo rígido queda exclusivamente en la parte central, entonces aparecerán una serie de grietas radiales concentradas en ese punto. Esto es equivalente a cuando tenemos el problema de punzonamiento que se forma por una fuerte carga aislada sobre el plano horizontal.

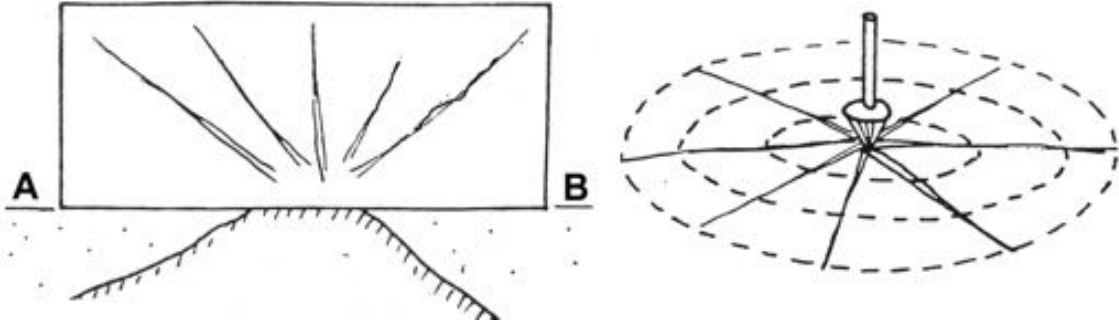


Fig. 13 : EFECTOS DEL CEDIMIENTO DE DOS ESQUINAS

La forma que adopta la fachada de un edificio aligerada por huecos, como la representada en la figura 14 a, en la que el cedimiento de los dos extremos se produce al mismo tiempo, es lo que se conoce como fenómeno de “quebranto”, con los efectos que se ven, es decir con tracciones en las zonas superiores y comprensiones a nivel de la cimentación, en las zonas en las que se produce el descenso. En la Fig. 14 b, el cedimiento es central, la forma de las grietas es en el sentido perpendicular a las anteriores y en este caso el fenómeno se conoce como “arrufo” y se comprimen las zonas centrales en la cimentación..

En ambos casos, los zunchados horizontales por plantas a nivel de los forjados, que contrarresten los esfuerzos señalados en la figura con flechas, y los recalces por bataches o micropilotes en la cimentación, es la solución más habitual.

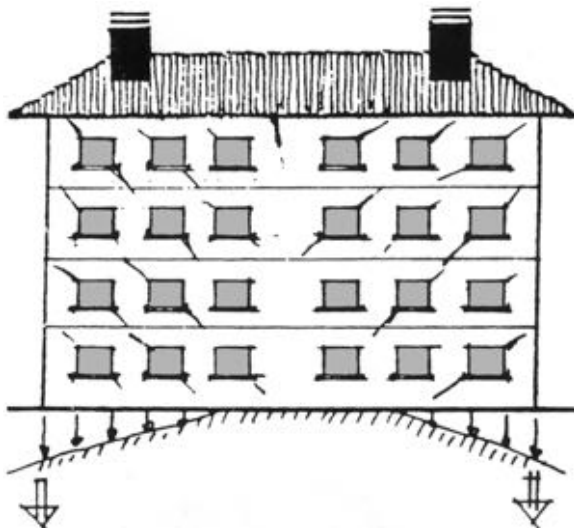


Fig. 14 a : QUEBRANTOS

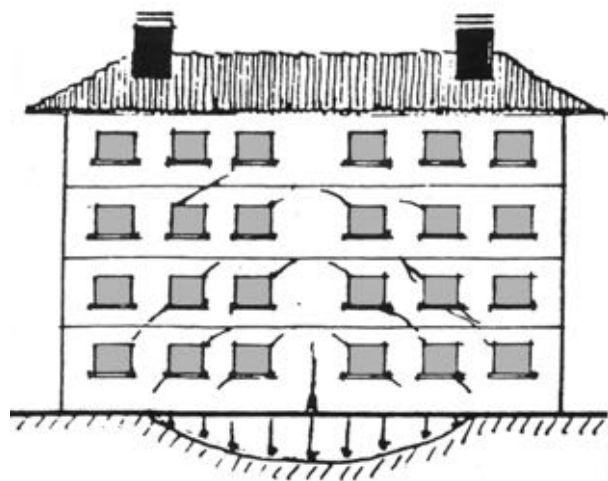


Fig. 14 b : ARRUFOS



Foto n° 3: Efecto quebranto en una antigua fachada de sillería

4 GIROS Y ROTACIONES

4.1 GIROS

Este fenómeno, representado en la figura 15, es muy frecuente en edificaciones muy esbeltas, tales como torres de iglesia, silos, etc., y se produce por el movimiento de la zapata de apoyo del muro exterior de una construcción.

El giro con una abertura α que se produce en la zapata de la cimentación es el mismo que aparece en el desplome de la fachada o muro exterior, entonces lo que sucede es que por el lateral exterior (plano perpendicular al eje de giro) aparece una fisura con inclinación del eje hacia arriba. Es el témpano de la figura que tiene por eje de charnela la cimentación y aprovechará los huecos dado que dan la mínima sección para partir por ellos. En el interior los forjados sobre todo si peinan paralelos al eje de giro romperán con grietas horizontales.

La reparación se efectúa con el atirantando horizontal del muro o fachada girada por plantas y el recalce de la zapata por ménsula con pilotes o micropilotes.

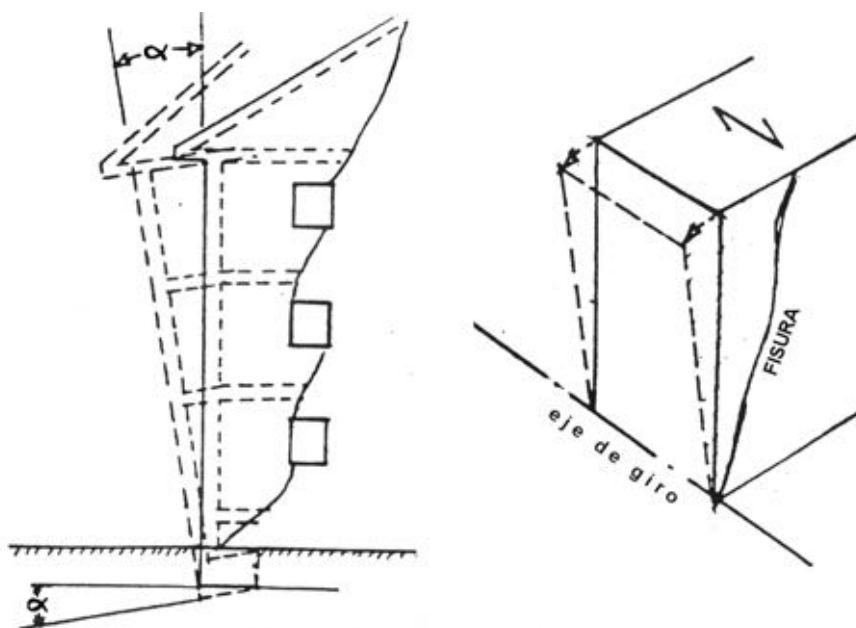


Fig. 15 : FENÓMENO DEL "GIRO"

Un caso de "giro" frecuentísimo se da en los barrios periféricos de nuestras ciudades en edificios con planta en H como el que se representa en la Fig. 16, cuando se han construido a media ladera, de tal forma que hay una diferencia de altura desde el hueco de la escalera en el paso a las viviendas de media planta habitualmente. En la figura puede apreciarse como ha cedido la fachada A, que produce el giro del bloque 1 rompiendo el módulo de escalera con grieta vertical más ancha por arriba que por abajo.



Foto nº 4: Derrumbe de una torre de iglesia por efecto de un giro



Foto nº 5: Pandeo en muros de fachada

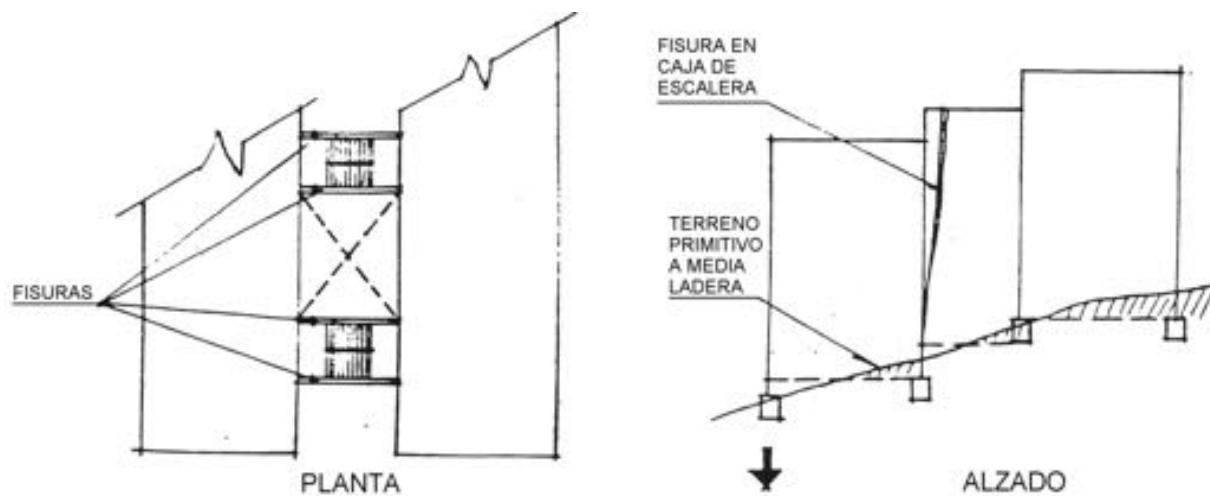


Fig. 16 : GIRO EN BLOQUES A MEDIA LADERA

Otro problema clásico de giro, se presenta en los edificios de esquina de manzana, en los que el muro lateral no está atado por los forjados, como el supuesto de la figura 17a, ya que estos peinan en el sentido perpendicular a la fachada más larga.

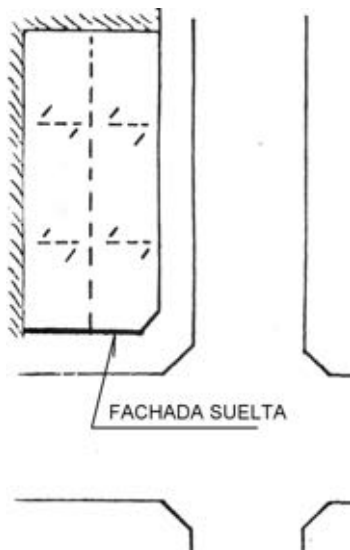


Fig. 17 a : GIROS EN EDIFICIOS DE ESQUINA

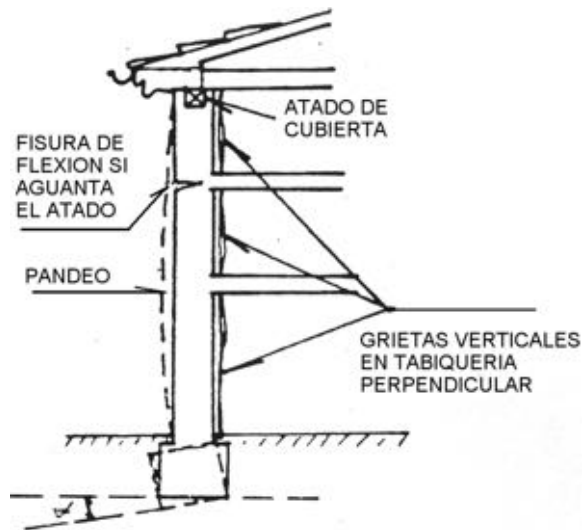


Fig. 17 b : EFECTOS DE LOS GIROS

Existen parámetros externos que pueden favorecer esta situación, como pueden ser redes de saneamiento próximas con fugas permanentes, zanjas de instalaciones, modificación de cargas dinámicas en la calzada por tráfico, etc. En estos casos el muro va a pandear exteriormente, y la cara exterior va a estar sometida a tracción, por tanto puede aparecer alguna fisura horizontal en la fachada, los tabiques por el interior se separan con grietas verticales (Fig.17 b).

4.2 ROTACIONES

Es frecuente confundir los fenómenos patológicos conocidos como “giros” y “rotaciones”, cuando en realidad la fuente de cada uno de ellos es totalmente diferente. En el primer caso, como ya se ha visto, se trata de asentamientos en la cimentación que provocan movimientos en las fachadas y/o muros del edificio, mientras que en el caso que nos ocupa de las rotaciones las causas hay que buscarlas en empujes de diferentes elementos estructurales, como pueden ser la cubierta o forjados. A su vez se pueden distinguir dos tipos de rotaciones :

4.2.1 Rotación externa

El caso más recurrente de rotación externa es el debido a empujes de la estructura de cubiertas, por rotura de tirantes, u otras causas. Los síntomas, en este caso, son grietas verticales exteriores más anchas por arriba que por abajo. La parte inferior de la fisura es capilar, y termina en el denominado eje de charnela que suele ser el forjado situado inmediatamente debajo de aquel elemento que ha producido la rotación y que es el punto A en figura 18. En el supuesto de que este forjado también se encontrara en mal estado el eje de charnela se situaría en el forjado inferior, punto B en la figura y en el límite hasta el suelo.

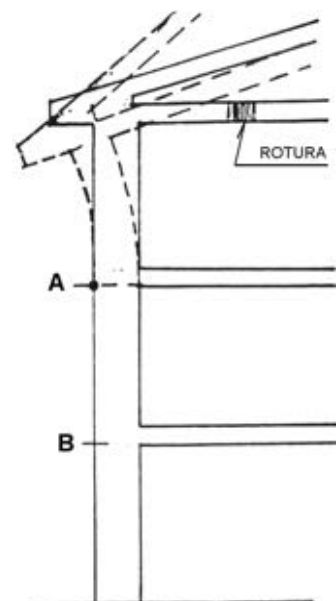


Fig. 18 : ROTACIÓN EXTERNA

Imaginémonos que en la figura 18 se ha roto el tirante, y la fábrica ha de soportar el empuje del par; $m_1 = E \times h$ entonces rota.



Foto nº 6



Foto nº 7



Foto nº 8

Foto nº 6: Grietas verticales, propias de una rotación producida por el caballete de encuentro de dos faldones (Pedraza)
Fotos nº 7 y 8: Grietas de rotación por empuje de cubierta

Veamos ahora los efectos sobre la fachada. El tímpano ABCD por el exterior (rayado en la figura 19 a) no pertenecen al plano vertical en el que está contenida la fachada, sino que aparece en un plano que se va inclinando hacia el exterior desde el eje de charnela hasta la cubierta, en este caso. A su vez y para complementar el diagnóstico por el interior tendremos:

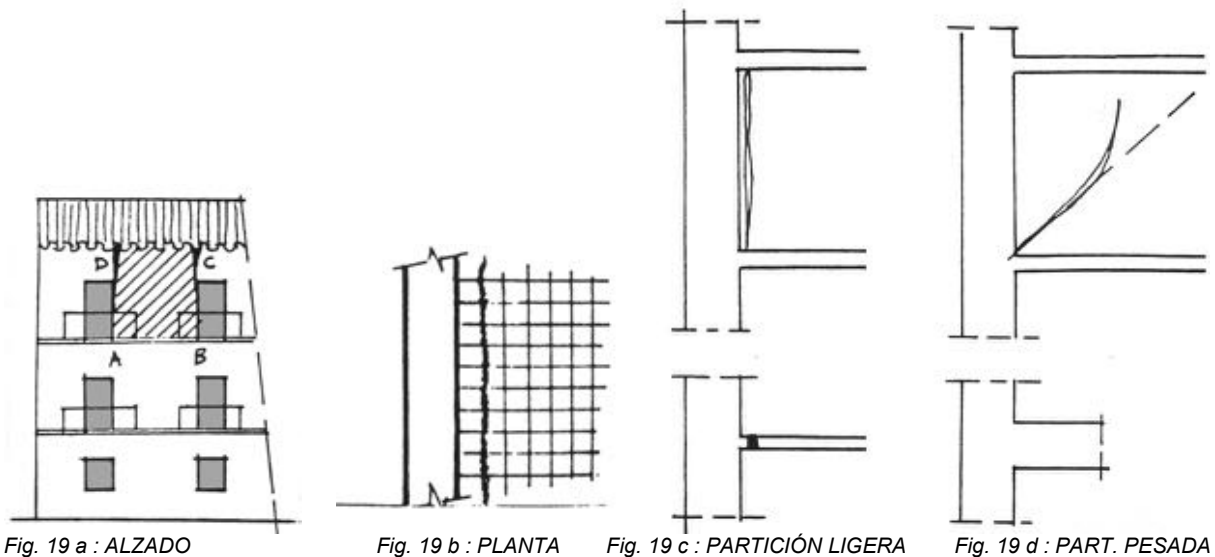


Fig. 19 a : ALZADO

Fig. 19 b : PLANTA

Fig. 19 c : PARTICIÓN LIGERA

Fig. 19 d : PART. PESADA

Fig. 19 : EFECTOS DE LA ROTACIÓN EN FACHADAS

- Una fisura en el suelo pegada al muro en la zona de trasdós, o bien en la primera hilada de solado (fig. 19 b)
- Los tabiques y cítaras ligeras perpendiculares al tímpano que, rota se partirán verticalmente junto al trasdós del muro, como se aprecia en la figura 19 c y cuando se trate de un muro perpendicular de cierta rigidez y bien encajado, entonces partirá como en la figura 19 d.

→ *Secuencias de patología por rotación en la plaza de toros de Ronda (Málaga):*



Foto nº 9



Foto nº 10



Foto nº 11

Foto nº 9: Cubierta con pares no atirantados en un principio, que empujan a la fachada plateresca que da al ruedo.

Foto nº 10: Acción y desplome de columnas y arcos superiores.

Foto nº 11: Detalle de atirantamiento con perfilera y ménsula de hierro forjado como elemento de sujeción de la piedra de fachada.

Si consideramos la sección del edificio por su proximidad a la fachada como un eje de abscisas y coordenadas, puede decirse que los elementos ligeros, como tabiques o particiones rompen, por causa de las rotaciones, en grietas próximas al eje de las abscisas $x-x'$ y los elementos más rígidos como muros de una cierta entidad y por lo tanto más rígidos van rompiendo aproximándose al eje de las ordenadas $y-y'$.

4.2.2 Rotación interior.

Son debidas generalmente a problemas y patologías en los forjados. Es el caso que se representa en la figura 20 en el que un forjado isostático, apoyado sobre muros de fábrica, es sometido a una fuerte flecha, bien por sobrecarga o por fatiga en los materiales. En este supuesto lo que ocurre es que los muros “rotan” hacia el interior, produciendo la rotación del mismo nombre.

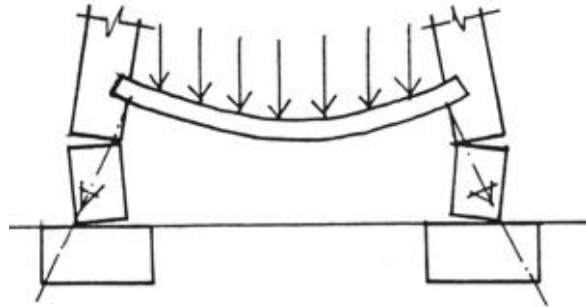
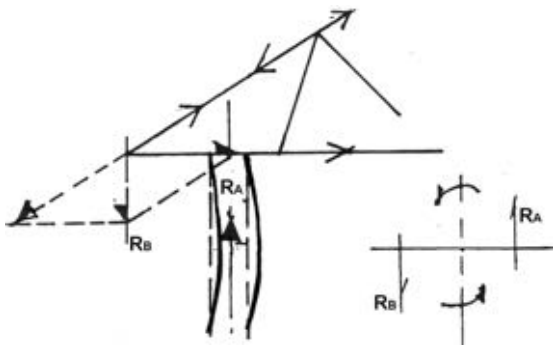


Fig. 20 : ROTACIÓN INTERIOR POR FORJADO



Otro caso frecuente es el representado en la figura 21 en el que la rotación interior se produce en un muro debido a un error constructivo grave, cual es el de apoyar una cercha de una cubierta, cuyas dimensiones son superiores al ancho que se pretende cubrir, en un punto interior del tirante y no en su extremo. En este supuesto se produce un par de giro provocado por las fuerzas R_a y R_b que puede rotar el muro de apoyo (siempre y cuando que previamente no se haya roto por flexión el primer tramo de tirante).

Fig. 21 : ROTACIÓN INTERIOR POR LA CUBIERTA:

5 PANDEO

Es un fenómeno muy parecido al anterior en cuanto a los efectos que se producen salvo que, en estos casos, la cimentación no siempre está afectada. Se produce por falta de atado de los forjados o bien por rotura de los mismos en los encuentros con el muro, siendo este uno de los problemas más frecuentes, tal como queda patente en la figura 22

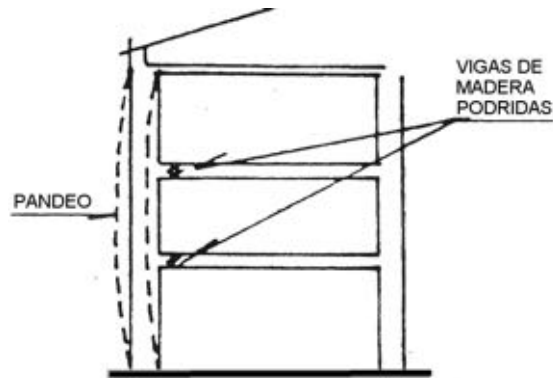


Fig. 22 : CAUSA DEL PANDEO

En la planta de la figura 23 podemos apreciar la solución más habitual para este tipo de patología, en la que la fachada pandeada es la MN porque las cabezas de las viguetas de madera del forjado, en todas sus plantas, están podridas. La solución consiste en colocar viguetas IPN (v) perpendiculares a fachada con sus correspondientes anclajes, apuntalando previamente el forjado de madera. A continuación se coloca una alineación de brochales (B) que se convierten en zuncho para la alineación B y el muro.

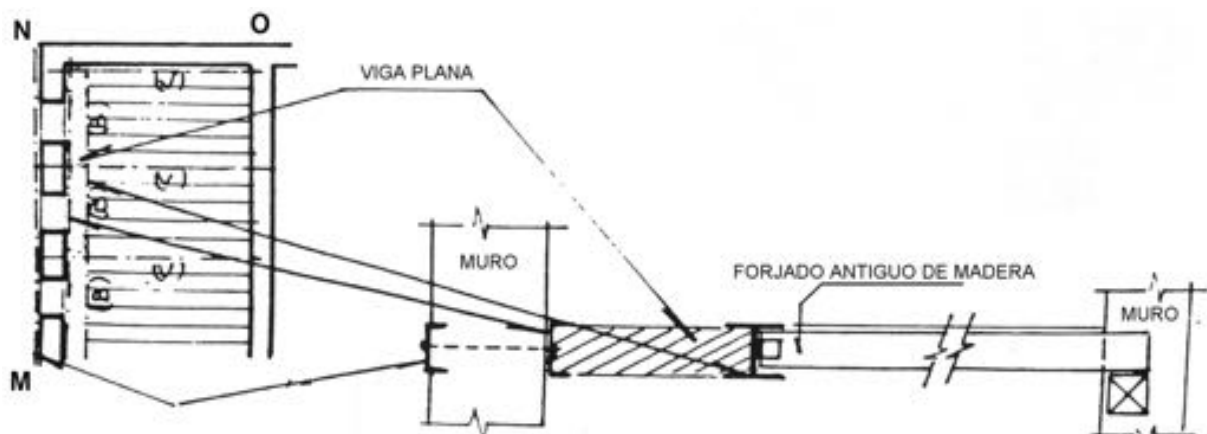


Fig. 23 : SOLUCION PARA REFUERZO DE FORJADO QUE EVITE EL PANDEO

6 TIPOLOGÍAS DE GRIETAS POR CEDIMIENTOS DEL ASIENTO

6.1 ASIENTOS DEL TERRENO

El cedimiento del plano de asiento del edificio, equivale al descenso de una parte del apoyo del mismo. Las causas que provocan esta patología son múltiples y se analizan en profundidad en otro lugar de esta publicación, por lo tanto aquí nos ocuparemos de sus signos aparentes, pero no obstante es preciso al menos enumerarlas :

- Mala elección del firme.
- Modificación, por aumento, del número de plantas del edificio.
- Errores en el dimensionado de la cimentación.
- Mala ejecución.
- Inadecuación del sistema constructivo al tipo de terreno.
- Fugas de agua, tubificación, excavaciones próximas, etc.

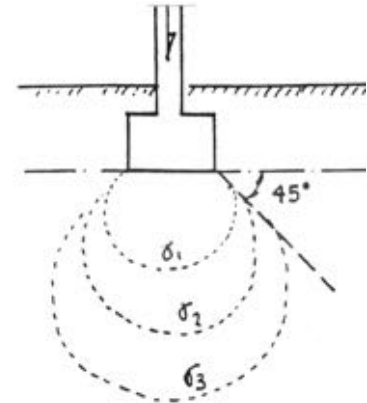


Fig. 24 : BULBO DE PRESIONES

Según Boussines las presiones transmitidas por una zapata a un terreno, se distribuyen siguiendo unos bulbos de igual presión, que arrancan de los extremos de las zapatas, con una inclinación aproximada de 45°; y cuyo campo de acción depende de las dimensiones de la cimentación. (Fig. 24)

En principio la presión en un punto cualquiera P del terreno, bajo la acción de una carga Q responde a la fórmula (Fig. 25):

$$\gamma_p = \frac{3Q}{2b^2} \left(\frac{1}{1 + (a/b)^2} \right)^{5/2}$$

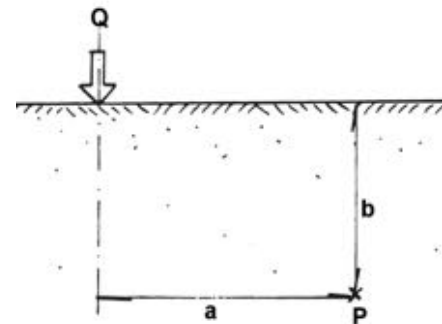
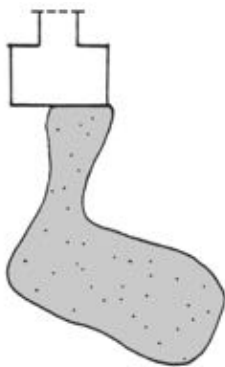


Fig.25 : PRESION EN UN PUNTO DEL TERRENO



Imaginémonos que sobre una cimentación en zanja corrida se nos van a producir asientos debidos, por ejemplo, a un fenómeno de tubificación, que consiste en la existencia de bolsas de arena en el terreno que en un momento dado por filtraciones son lavadas, (por cierto, fenómeno frecuentísimo en Madrid) (Fig. 26 a).

Fig. 26 a : FENÓMENO DE TUBIFICACION



Foto nº 12: Excavación del solar, en el que se aprecian diferentes galerías que se daban a distintas profundidades (Tordesillas)



Fig. 26 b



Foto nº 13: Rotura de parábola apuntada y sin cerra en la zona superior, como consecuencia de la apertura de un hueco

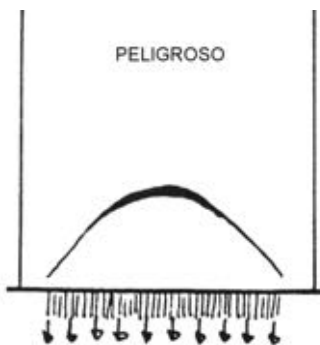


Fig. 26 c



Foto nº 14: Ejemplo de cedimiento de muro de medianería en su primera crujía.



Fig. 26 d



Foto nº 15: : Ejemplo de cedimiento con rotura horizontal en el machón.

Entonces se pueden dar los tres casos representados en la figura 26 (b, c y d) con diversos grados de gravedad, en función de que el espacio afectado por la bolsa de arena lavada lo sea en el centro de la zapata (b), en más de la mitad de la misma o en su totalidad. En la figura también se representan el aspecto que presentarían las grietas en cada uno de los casos.



Foto nº 16: Ejemplo de inicio de parábola por cedimiento de una zona importante de medianería en edificio colindante a una obra en su inicio.

6.2 CORRIMIENTOS Y DESLIZAMIENTOS

Otro fenómeno frecuente por causas del terreno es el “corrimiento”, que se da en los edificios exentos y a media ladera. Puede deberse a problemas de fugas persistentes en la pocería, o servicios exteriores de conducciones de agua. El corrimiento es un deslizamiento de la edificación y su manifestación son grietas verticales más anchas por abajo que por arriba, según se aprecia en la Fig. 27.

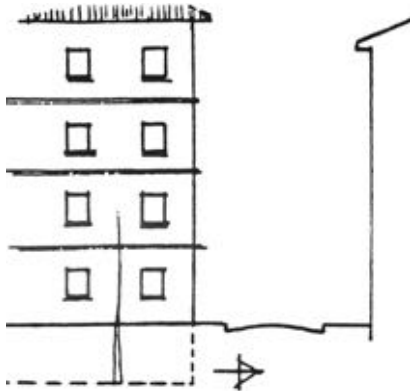


Fig. 27 : EFECTOS DEL CORRIMIENTO



Foto nº 17: Grieta en fachada por corrimiento (machón 3º desde esquina)

El deslizamiento total del terreno, es el caso de movimiento horizontal del mismo como aparece en la Fig. 28 y se da en zonas de ruinas, cortes en terrenos en los que existen edificios con grandes cargas, etc.

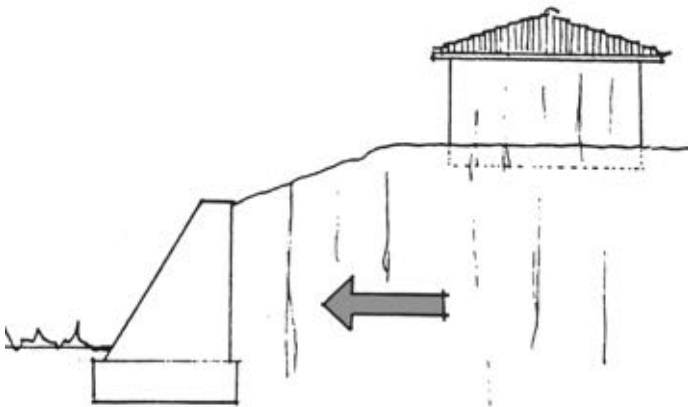


Fig. 28 : EFECTOS DEL DESLIZAMIENTO

6.3 GRIETAS POR ARCILLAS EXPANSIVAS

Aunque se tratan ampliamente en otro capítulo de esta publicación las causas de las patologías debidas a los suelos y especialmente a las arcillas expansivas, son precisos algunos conceptos básicos, en este punto, para entender sus efectos.

La patología por arcillas expansivas se produce por los cambios de volumen que las mismas experimentan en función de la presencia o no de humedad en el terreno. De ahí que aún en circunstancias normales los simples cambios de humedad producidos en el suelo por las variaciones estacionales, sean suficientes para generar este cambio de volumen.

Estos tipos de terrenos producen en nuestras fábricas y estructuras, problemas por arrufos y quebrantos, vistos anteriormente, combinados con empujes horizontales. (Fig. 29)

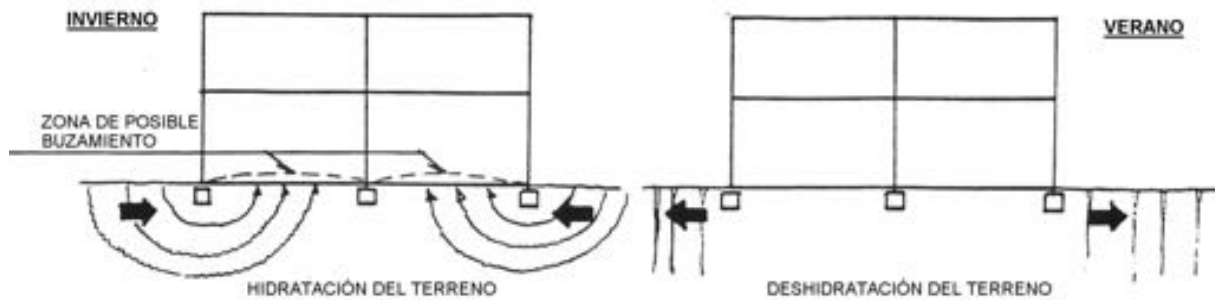


Fig. 29 : EFECTOS EN LOS EDIFICOS DE LAS ARCILLAS EXPANSIVAS

Los efectos por este tipo de problemas, son grietas verticales combinados con grietas inclinadas en ambos sentidos. Pero hemos de tener en cuenta cuestiones tales como que los edificios bajos y pequeños son más vulnerables que los altos; o que la cimentación superficial a zanja corrida es más vulnerable que la cimentación profunda y protegida.

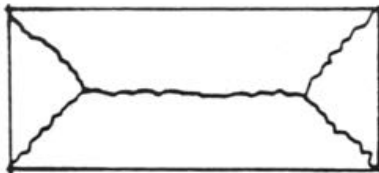


Fig. 30 : ROTURA DE PAVIMENTOS

Los pavimentos por el interior se pueden partir por buzamiento, según la teoría de las líneas de rotura representada en la figura 30. La pocería puede romperse y efectuar al edificio con asientos de conjunto en cuña, o con movimientos perimetrales.



Foto nº 18: Efectos de las arcillas expansivas

El esquema de la figura 31 nos da el comportamiento del suelo de una arcilla expansiva. En España la cota normal media de los terrenos, en la que se da un grado de humedad uniforme a lo largo del año es de – 2,50 mts.

Considerando tres puntos en el terreno expansivo, uno en la superficie (A), otro a un metro de profundidad (B) y un tercero por debajo de la cota estándar de humedad

(C), en el gráfico de la derecha se representa las variaciones del grado de humedad en función de la estación del año que se representa

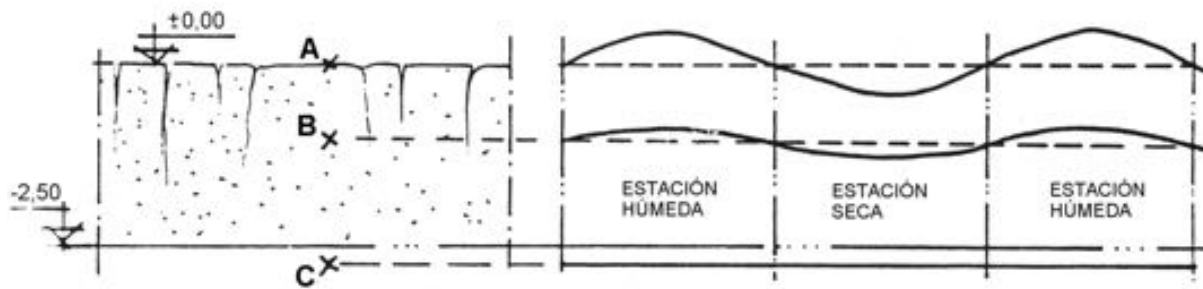


Fig. 31 : COMPORTAMIENTO DE UN SUELO EXPANSIVO

En virtud de lo anterior puede decirse que no existe en general dentro de nuestro país problemas con las arcillas expansivas relativas al plano de asiento, por debajo de -2,50.

La mejor prevención para las arcillas expansivas es la construcción de drenajes por el exterior para evitar el contacto del terreno con el edificio y para evitar los problemas de hidratación en época de lluvias. La previsión de aceras y jardines, es también una buena medida para edificios exentos. Y en cualquier caso el aislamiento de la cota de apoyo de la cimentación sobre el terreno mediante la interposición de paneles aislantes, como pueden ser poliestirenos estrusionados (Fig. 32).



Fig. 32 : AISLAMIENTO DE LA CIMENTACION EN ARCILLAS EXPANSIVAS

6.4 PROBLEMAS PRODUCIDOS POR LOS ÁRBOLES

En edificios aislados en un solar o con terreno circundante la proximidad de árboles, principalmente cuando estos adquieren cierto porte con el paso de los años, pueden ser causa de algunas patologías. Los árboles que suelen dar más problemas son los de crecimiento rápido, sauce, acacia, chopo, álamos, olmo pumila, etc. Para evitarlos deben plantarse los árboles manteniendo una distancia de seguridad entre ellos y la cimentación equivalente a $1,5 H$ siendo H la altura de crecimiento máximo del árbol. En caso contrario los efectos que pueden causar sobre el edificio son los representados en la figura 33, que serán diferentes en función de que el árbol esponje el terreno por efecto de sus raíces (33 a) o que por el contrario absorba humedad al terreno produciendo su deshidratación (33 b).

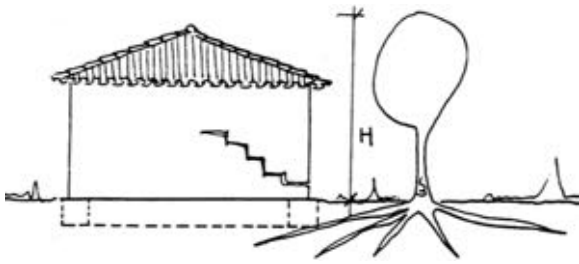


Fig. 33 a : EFECTO POR EMPUJE DE LAS RAICES

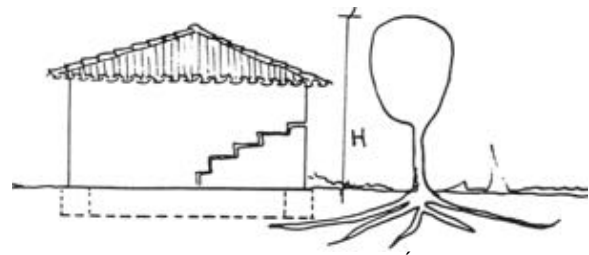


Fig. 33 b : EFECTO POR DESHIDRATACIÓN DEL TERRENO

En el primero de los supuestos se producirán grietas escalonadas arrancando en zonas de muro próximas a la cimentación que se abren más por la zona inferior y se van perdiendo hacia arriba.

En el segundo supuesto los efectos son exactamente los contrarios produciéndose las grietas de forma similar al fenómeno de la "esquina" es decir formándose un témpano cuyo vértice se encuentra próximo al árbol y con espesor de la grieta prácticamente uniforme en todo su recorrido parabólico.

6.5 PROPAGACIÓN DE GRIETAS EN EDIFICIOS URBANOS, EN FUNCIÓN DEL TIPO DE ESTRUCTURA

Cuando la estructura del edificio es totalmente de fábrica, sin entramado de madera, ni de hormigón, ni metálica y se produce un cedimiento de un machón o entrepañó en la zona izquierda, las grietas en los huecos son del tipo representadas en la figura 34 a.

Cuando el edificio siendo todo de fábrica, está cimentado sobre arcos, las fisuras o grietas se forman en los huecos como en la figura 34 b.

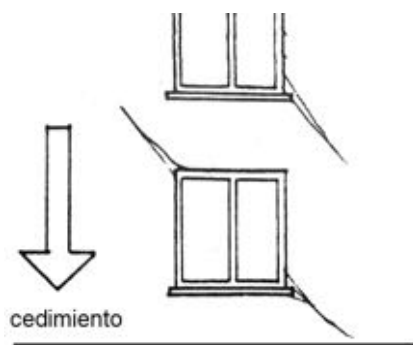


Fig. 34 a

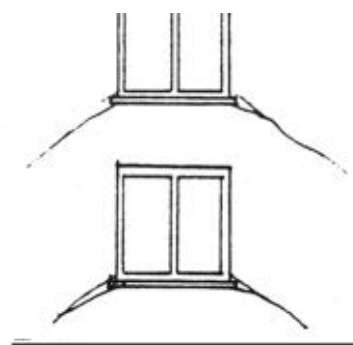


Fig. 34 b

Fig. 34 : CEDIMIENTOS EN FABRICA DE LADRILLO

Cuando el edificio siendo todo de fábrica, está cimentado sobre arcos, las fisuras o grietas se forman en los huecos como en la figura 34 b.

En el caso de estructura de entramado de madera, revestida con revoco, en el que el pie derecho ha cedido, (caso muy frecuente), entonces aparecen una serie de fisuras

en forma de lentejas, agrupadas a lo largo del eje del pie derecho cedido que son más pequeñas las inferiores 1, 2,... y van creciendo hacia las que están situadas en posición más alta. (Fig 35)

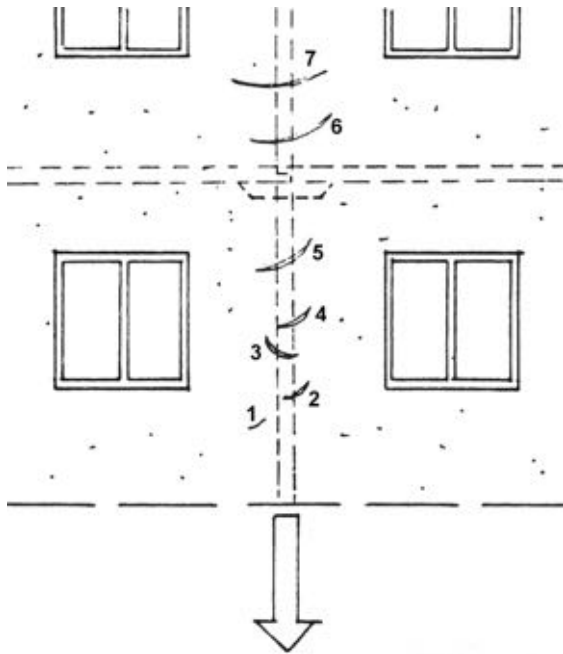


Fig. 35 : CEDIMIENTO DE PIE DERECHO

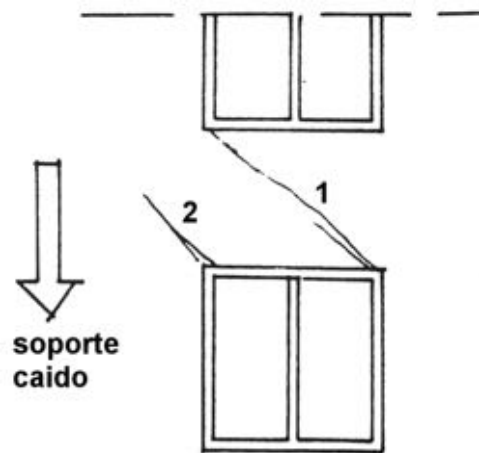
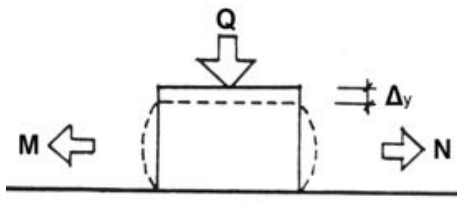


Fig. 36 : CEDIMIENTO EN ESTRUCTURAS METALICAS

En caso de estructura metálica revestida de fábrica, en la que asienta un soporte de la misma, las grietas se propagan como en la figura 36, apareciendo en el marco junto al hueco, primeramente la 1 y luego la 2, con el sentido de las aberturas cambiadas como aparecen en la figura 36.

7 APLASTAMIENTO DE MATERIALES



El fenómeno de aplastamiento de materiales se manifiesta en los muros de diferentes materiales por las causas que más adelante se analizan y el efecto que produce es el representado en la figura 37. El muro debido a una sobrepresión de la fuerza Q , tiende a ensancharse según M y N , disminuyendo en altura Δy .

Fig. 37 : FENÓMENO DEL APLASTAMIENTO

Las principales causas por la que se producen los aplastamientos de materiales son las siguientes :

- Vejez de los materiales
- Mala calidad de los materiales
- Por exceso de carga del elemento
- Por descompensación de materiales por causas externas
- Por combinaciones de estas variables

El caso de exfoliación es característico en los muros de mampostería, en los que por falta de trabazón del mortero, por alguna de las causas antes citadas se produce la separación en folios del muro, tal como se representa en la figura 38 a



Fig. 38 a : MAMPOSTERÍA

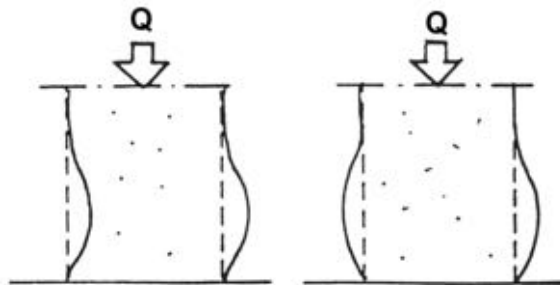


Fig. 38 b : ESQUEMA DE DEFORMACIÓN POR APLASTAMIENTO

También se da el fenómeno de la esfoliación por aplastamiento, aumentando o disminuyendo la sección para luego exfoliarse, en el caso de muros con materiales blandos como el adobe o el tapial o en fabricas de ladrillo de mala calidad. Este proceso se ve aumentado en presencia de humedad en el muro, por filtraciones o capilaridad.

En cualquiera de los supuestos la forma de deformación de los muros es la representada en la figura 38 b. En el caso de muros de fábrica de ladrillo macizo, cuando el aplastamiento se produce por exceso de carga, la fisuración se produce como se representa en la figura 39.

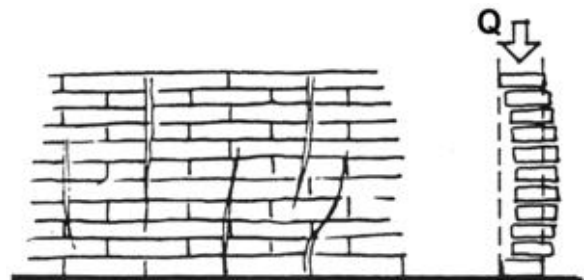


Fig. 39 : FISURACION EN FABRICA DE LADRILLO



Foto 20: Rotura a compresión en machón de fábrica como consecuencia de una actuación previa para la apertura de hueco en fachada.

Otra interpretación que se puede deducir de la tipología de las grietas debidas a este fenómeno son las representadas en la figura 40 donde se ve la forma que adoptan en el caso de aplastamiento generalizado a lo largo del muro (40 a), en su aspecto frontal, y en el supuesto de aplastamiento localizado en un punto del muro (40 b).

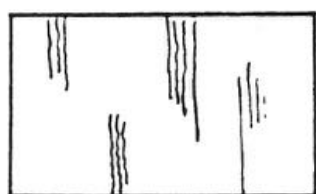


Fig. 40 a :GENERAL

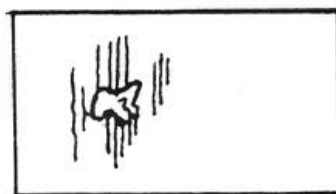


Fig. 40 b : LOCALIZADO

En columnas y pilastras de piedra la rotura por aplastamiento del material tiene los efectos, en cuanto a fisuras, que se representan en la figura 41 :

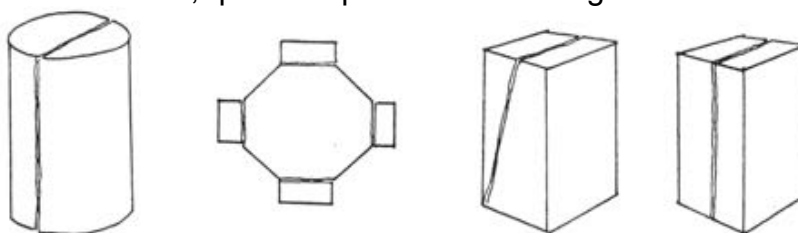


Fig. 41 : ROTURA DE PILASTRAS Y COLUMNAS

Cuando se produce el aplastamiento en un muro con un revoco de capa gruesa, este se desprende abolsándose hacia el exterior como se representa con la zona rayada en la figura 42; entonces el bolsón hay que delimitarle y marcarle exteriormente.

Se emplea una técnica organoléptica muy sencilla que consiste en ir golpeando con una maceta el perímetro exterior aparente del embolsamiento; el cambio del sonido campanil a un sonido más tosco nos da el límite aproximado del bolsón.

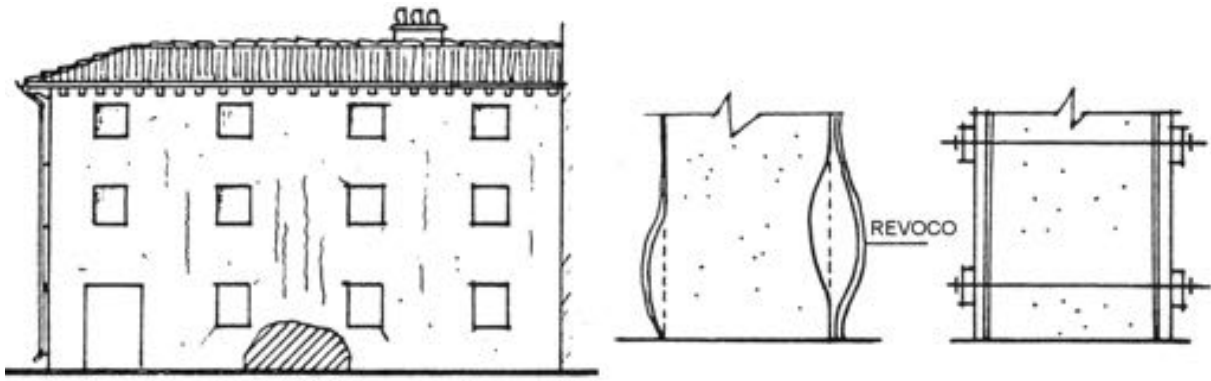


Fig. 42 : EFECTOS EN REVOCOS Y SU REPARACION

La solución más sencilla para reparar esta patología es el zunchado del muro en la zona dañada a los efectos de contrarrestar las fuerzas horizontales M y N que se producen por el aplastamiento según quedó representado en la figura 37. Este zunchado hay que realizarlo con módulos de cuajada, y a veces combinarlo con apuntalamientos por el interior y apeos exteriores en virtud de la importancia de la zona afectada. (Figura 39)

En nuestro país ha sido muy frecuente la elevación de plantas en edificios construidos con fábricas de ladrillo, en ocasiones de hueco doble, o sobre bloques huecos de hormigón, construcción muy frecuente en zonas del Mediterráneo. En estos casos la patología por aplastamiento de materiales se manifiesta mediante grietas verticales y exfoliación en una determinada zona que luego se extiende, en virtud de la importancia de la patología (Fig.43 a).

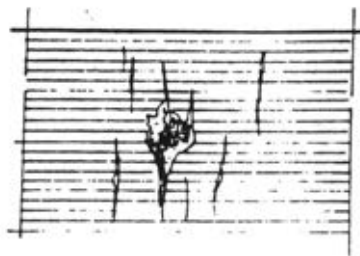


Fig. 43 a : EFECTO EN FABRICAS DE LADRILLO HUECO



Fig. 43 b : SOLUCION CON LLAVES Y MALLAZO

Cuando esto ocurre, no es posible aplicar la solución del zunchado, antes apuntada para los revocos, porque los huecos del muro, que frecuentemente llegan al 50 % de la superficie de la fachada, hacen que el sistema no sea eficaz porque la grapa desprendida quedaría por dentro. La solución en estos casos, es colocar capas de mallazo de polietileno reticulado por dentro y por fuera conectados con unas llaves e unión a modo de tirafondos, y gunitar posteriormente con mortero de cemento y arena de río M-80 (Fig. 43 b)

8 PROBLEMAS DE DILATACIÓN

Las patologías debidas a problemas de dilatación en la edificación suelen ser muy importantes, cuando no se han diseñado correctamente las juntas correspondientes, tanto en su número como en su disposición dentro de la estructura del edificio. Evidentemente este diseño está en función de la longitud de la pieza dilatada, o de la longitud del edificio. La detección de la lesión es sencilla pues casi siempre la fisura se produce con la forma representada en la figura 44

Como es bien sabido la longitud máxima del modulo de edificio que precisa ser separado por una junta de dilatación está en función de la longitud del mismo, del gradiente térmico ($A_1 - A_0$) y del coeficiente de dilatación del material ρ y responde a la siguiente fórmula :

$$l_m = L(A_1 - A_0) \rho$$



Fig. 44 : GRIETA POR FALTA DE JUNTA DE DILATACION



Al final de este apartado se inserta la tabla con los coeficientes de dilatación de los materiales más frecuentes empleados en la construcción.

Foto 21: Grieta en esquina debida a junta dilatación entre dos cuerpos de edificio

8.1 EFECTOS DE LAS DILATACIONES EN LOS FORJADOS

En los muros donde apoyan forjados de vigas sometidas a dilatación, por los problemas de diseño antes apuntados, se pueden producir lesiones por empujes, con diversas consecuencias que se han representado en la figura 45. Si el muro no es muy rígido y está próximo al suelo, se produce una doble rotación externa (Fig. 45 a), que tiende a separar ambos muros de su apoyo, en el terreno en el caso de la planta baja y con eje de charnela en el apoyo de cada forjado en el caso de plantas superiores.

Por el contrario en muros muy rígidos, en los que no se ha tenido en cuenta la dilatación del forjado, este puede llegar a pandear (Fig.45 b). También puede producirse el desplazamiento asimétrico del muro produciendo desplazamiento por cizallamiento en uno de los lados del forjado y punzonamiento por el otro que se puede llegar a manifestar por el exterior con abultamiento del muro (Fig. 45 c). Por último otra forma de poderse manifestar las dilataciones de los forjados es con el desplazamiento de una de las partes del muro y el arrancamiento o punzonamiento inverso por el otro (Fig. 45 d)

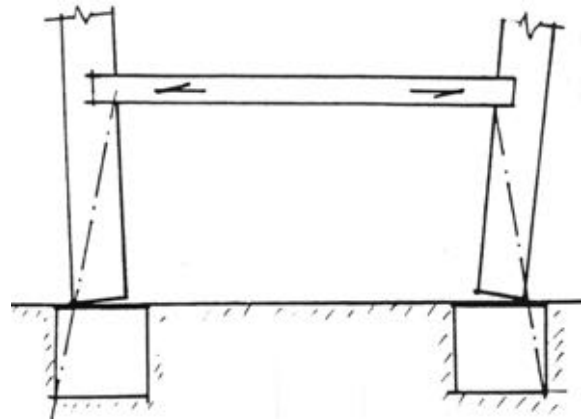


Fig. 45 a : EMPUJE SIMÉTRICO DEL FORJADO

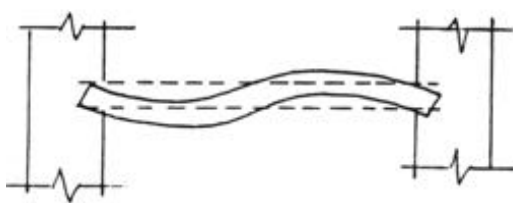


Fig. 45 b : PANDEO DEL FORJADO

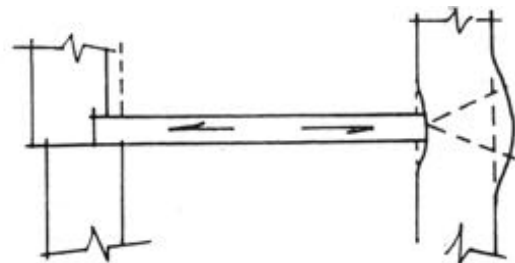


Fig. 45 c : DESPLAZAMIENTO Y PUNZONAMIENTO



Fig. 45 d : DESPLAZAMIENTO Y PUNZONAMIENTO INVERSO

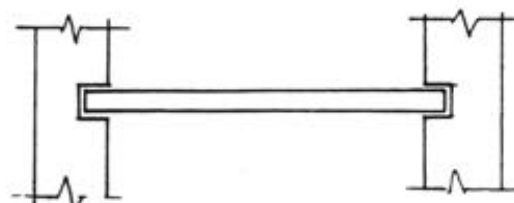


Fig. 45 e : APOYO LIBRE DE FORJADO

Para prevenir este tipo de dilataciones de los forjados se debe efectuar el apoyo de los mismos en muros no excesivamente gruesos de modo que el forjado pueda moverse libremente sin llegar a tocarlo y evitar de este modo los empujes (Fig.45 e).

En los casos de forjados inclinados como base de cubiertas los problemas debidos a dilataciones pueden tener dos tipos de consecuencias que se representan en la figura 46 : Lesiones en los muros de apoyo del forjado por *retracciones* del mismo con el efecto de desplazamiento del muro hacia el interior de la edificación (Fig. 46 a) produciéndose grietas en sentido descendente desde el encuentro del forjado con el muro hacia el interior y con ese mismo sentido en cuanto a su abertura; o bien el efecto contrario de *dilatación* con efecto de desplazamiento del forjado hacia el exterior del muro y las grietas contrarias a las anteriores (Fig 46b).

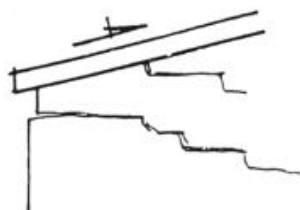


Fig. 46 a : RETRACCIÓN FORJADO DE CUBIERTA

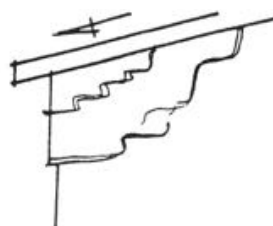


Fig. 46 b : DILATACION FORJADO DE CUBIERTA

CUADRO DE COEFICIENTES DE DILATACIÓN MÁS CORRIENTES EN EDIFICACIÓN	
Hormigón	$11,7 \times 10^{-6}$
Fábrica de bloques	$(5,6 \text{ a } 9,4) \times 10^{-6}$
Fábrica de ladrillo	10×10^{-6}
Granito	$8,5 \times 10^{-6}$
Caliza	$3,5 \times 10^{-6}$
Arenisca	$(5 \text{ a } 12) \times 10^{-6}$
Vidrio	9×10^{-6}
Madera	Normal a las fibras 50×10^{-6}
	En dirección de fibras $(4 \text{ a } 6) \times 10^{-6}$
Acero	12×10^{-6}
Aluminio	$23,5 \times 10^{-6}$
Cobre	$16,9 \times 10^{-6}$
Acero inoxidable	$17,3 \times 10^{-6}$
Hierro fundido	$10,6 \times 10^{-6}$

9 OXIDACIÓN DE ELEMENTOS

La patología que se produce por la oxidación en las edificaciones tradicionales es muy frecuente, y el tema de éste fenómeno está muy estudiado como se puede comprobar en la abundante bibliografía sobre el mismo.

En general se produce porque los elementos de hierro empleados en distintos puntos del edificio por una serie de circunstancias y en presencia de agua, se transforma en óxido de hierro aumentando varias veces su volumen de esfoliación. Se trata de una acción expansiva que produce la rotura del material en contacto con la zona oxidada.

Cunado en la unión que se da entre hierro y piedra, se produce oxidación, la piedra sufre agrietamientos radiales o longitudinales, como se aprecia en la foto nº 22. El hierro ha aumentado de volumen al oxidarse y ha roto el granito.



Foto nº 22: Columna de granito fisurada (Catedral de Zamora)

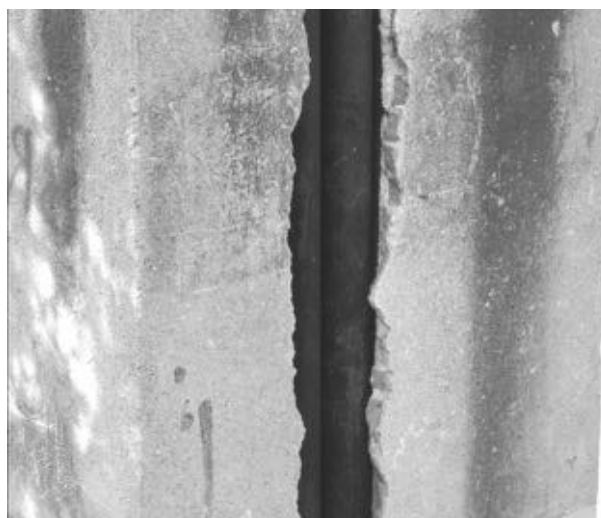


Foto nº 23: Rotura enprotección de columna de alta tensión por oxidación de tubo

En la protección de un cerramiento de fábrica de una torre de alta tensión situada en zona urbana, el ladrillo se encontraba en contacto con la tubería metálica de protección del cableado, que al oxidarse produjo la rotura vertical de éste cerramiento (foto nº 23).

Quizá sea el hormigón armado el material mas vulnerable a los problemas de oxidación, bien por la exposición de las armaduras al agua o al medio ambiente, pero también por los procesos de pérdida de protección del armado como es el caso de la carbonatación, o la permeabilidad de la masa envolvente. Este tema se tratará con profundidad en el capítulo V.



A modo de ejemplo, en la foto nº 25, vemos el pretil de hormigón con la parte superior agrietada por oxidación.

Foto nº 25: Rotura en pasamanos de pretil de H.A. (oxidación)

En la foto nº 26, observamos como se ha deteriorado una vigueta de hormigón pretensada, al oxidarse su armadura interior:



Foto nº 26: Rotura por oxidación de vigueta pretensada de H.A.

10 SISTEMAS DE CONTROL DE GRIETAS Y FISURAS

Hay varios sistemas para controlar las grietas y fisuras. El más usual en edificación, con diferencia, es el **testigo del yeso**. Se trata de la colocación de tarjetones de yeso de unos 70 x 40 mm. y 6 mm. de espesor que hay que colocar, al menos uno en el arranque de la grieta, otro en el centro y otro en cola; fecharlos numerarlos y llevar un estadillo para la inspección y comprobación de al menos una vez por mes (Fig. 47 a). También se puede sustituir el tarjetón rectangular, por el de doble cola de milano (Fig. 47 b), colocados en los mismos lugares que el anterior

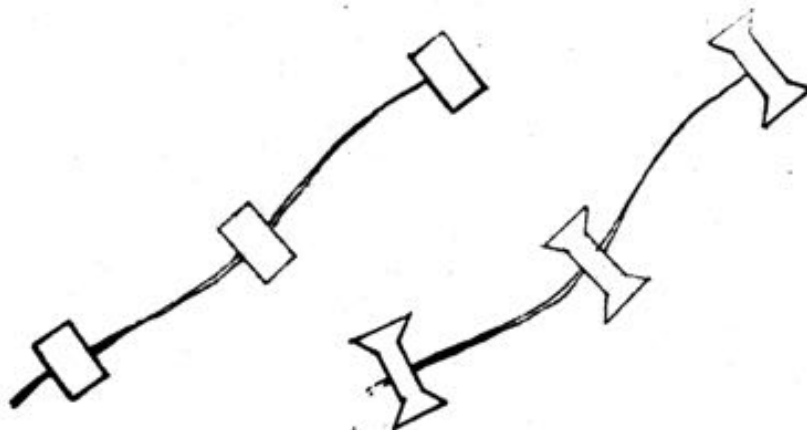


Fig. 47 a: TESTIGO RECTANGULAR

Fig. 47 b: TESTIGO EN COLA DE MILANO

Tradicionalmente en edificios de sistemas constructivos clásicos, se estima que una fisura que se abra 1mm. en 1 año no es peligrosa, pero si puede empezar a serlo si se abre 1mm. cada mes, lo que nos obligaría a tomar medidas de apeo para contención de la patología que haya producido la grieta.

Otro sistema son los **Strain-Ganges**, se emplean para deformaciones de materiales metálicos o de hormigón, en realidad miden y sirven para estudiar deformaciones. Consisten en unas cápsulas planas, normalmente de plástico y de doble pared, que llevan en su interior un circuito impreso de un conductor eléctrico muy sensible conectado en sus extremos a un medidor tipo. (Fig. 48).

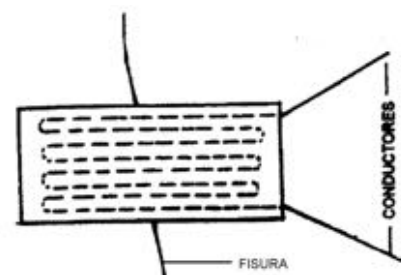
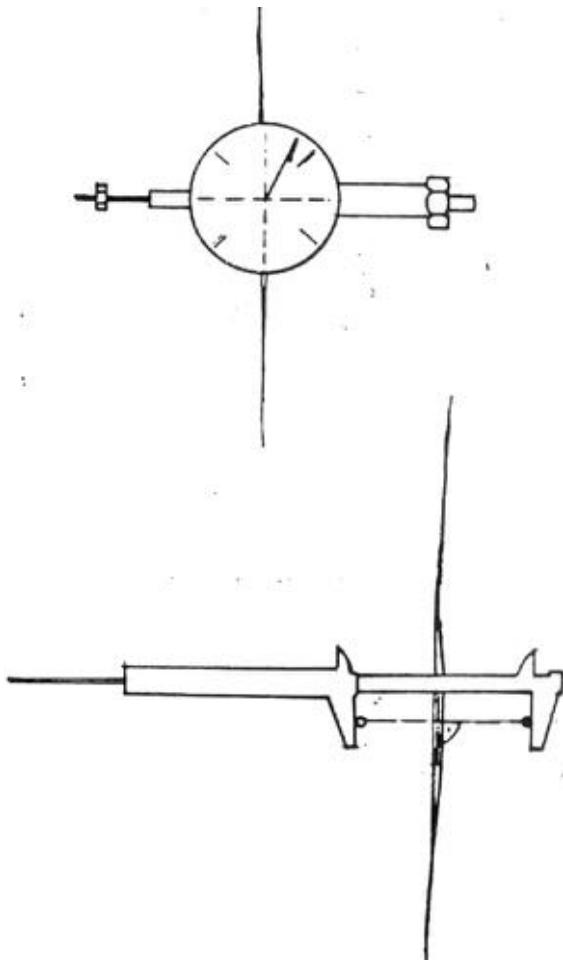


Fig. 48: STRAING-GANGES

El S.G. se pega sobre la fisura, si hay deformación queda registrada, se debe emplear en grietas de tracción no en compresión. El alargamiento o acortamiento total de esa dimensión es la "Deformación total" y el cociente de este por la longitud original de la pieza es la deformación unitaria y los SG miden siempre deformación unitarias.

Otro procedimiento, para medir grietas con precisión, es el **comparador mecánico**, que se fija a ambos lados de la fisura, y nos permite dibujar la gráfica:



Tiempo / incremento de deformaciones, también podemos observar la incidencia de la temperatura, al objeto de descontar esta variable dentro de los incrementos totales medios.

Otro procedimiento consiste en trazar una línea perpendicular a la fisura y sobre ella anclar a pistola, sendos clavos a cada lado. Después con un calibrador se puede realizar la medición. La precisión es del orden de 0,1 mm. suficiente en general para nuestro trabajo.

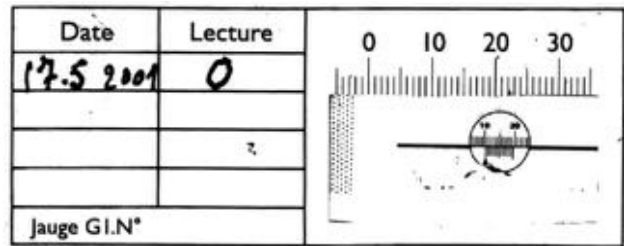
Otro de los procedimientos de medición de grietas, son las **plantillas**:

Se trata de una tarjeta de plástico transparente en la que se encuentran grabadas diferentes gruesos de líneas normalmente entre 0,05 Mm. hasta 2,00 Mm. se trata simplemente de hacer coincidir la línea representada con el grueso de la fisura o la grieta que queremos medir (ver figura adjunta).

REGLA PARA LA MEDICIÓN DE FISURAS

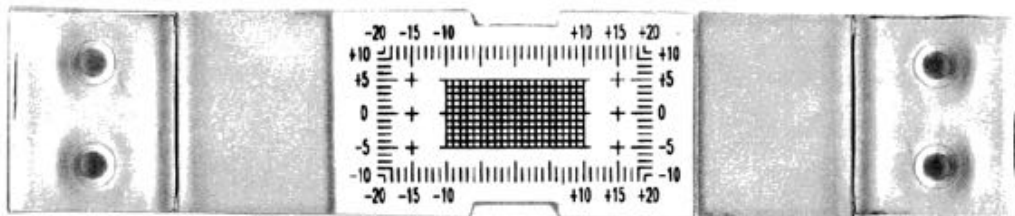


Los **fisurómetros** son medidores de grietas bastante generalizados. Los hay del tipo que nos dan la lectura en mm. y las décimas por medio de un nonius, son de cartulina o plástico y se adhieren a la base del material donde se ha formado la grieta.

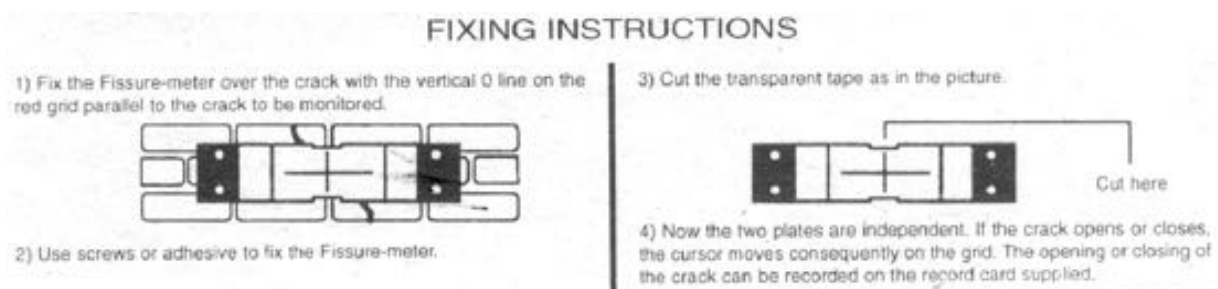


Otro tipo son los de cristal, conformados con dos placas con una cuadrícula central en la que se puede observar el grosor de la grieta y su dirección.

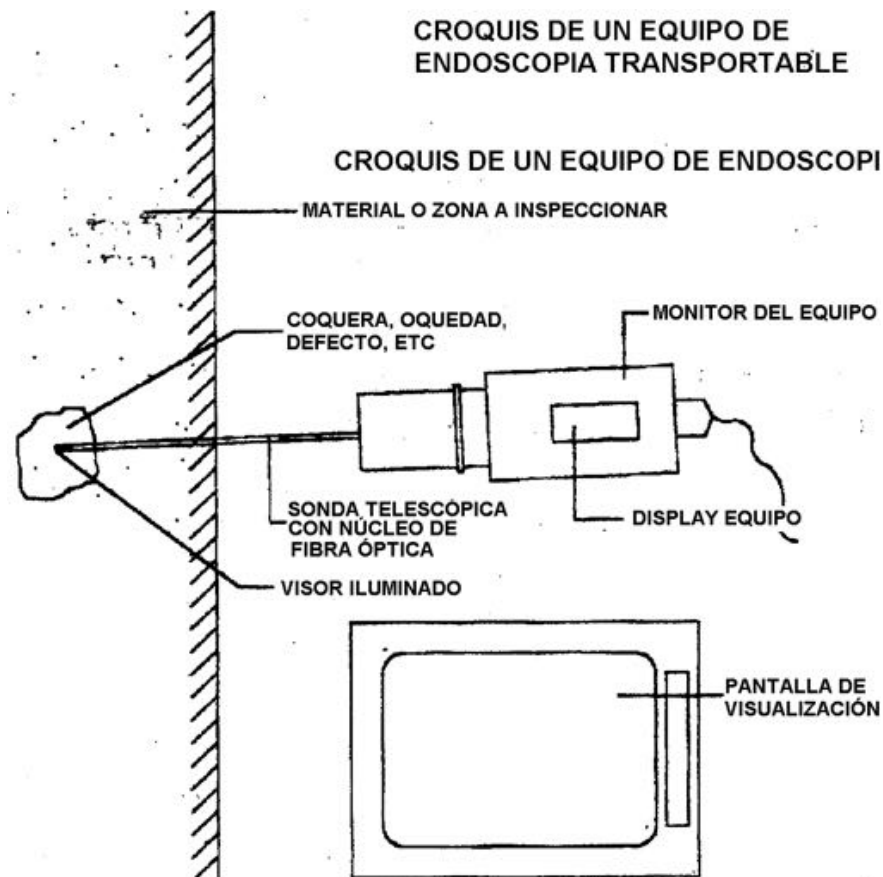
Actualmente se emplean los fabricados con metacrilato transparente en el que cada placa se adhiere a uno y otro lado de la grieta. (ver la figura a tamaño natural).



Se aporta un esquema con las instrucciones de uso:



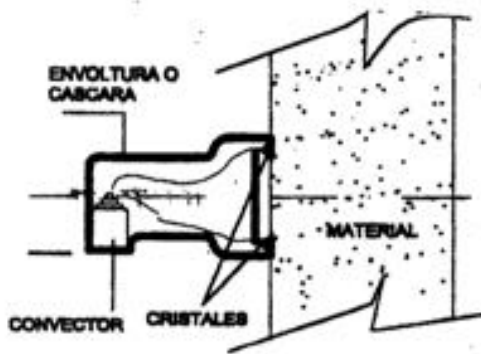
1. Colocar el fisurómetro sobre la línea vertical o encima de la cuadrícula roja.
2. Usa un adhesivo para fijar el fisurómetro.
3. corta el adhesivo transparente como en el dibujo (se trata simplemente de un papel celo que mantiene unidas las dos placas antes de su uso).
4. Ahora las dos placas son independientes, y el movimiento de la grieta queda indicado en la cuadrícula, y se puede anotar.

ENDOSCOPIA:

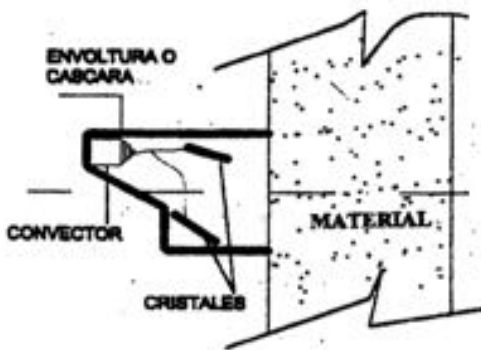
Se trata de un sistema óptico de observación en lugares totalmente inaccesibles, mediante un visor iluminado y una sonda de longitud variable con un núcleo de fibra óptica, pudiéndose acceder a grietas, oquedades o perforaciones muy pequeñas hasta profundidades importantes de hasta 3 m. O más, se puede visualizar la imagen en una pantalla directamente, e incluso es posible la incorporación de un micrófono para tener una mayor información en un determinado momento.

ULTRASONIDOS:

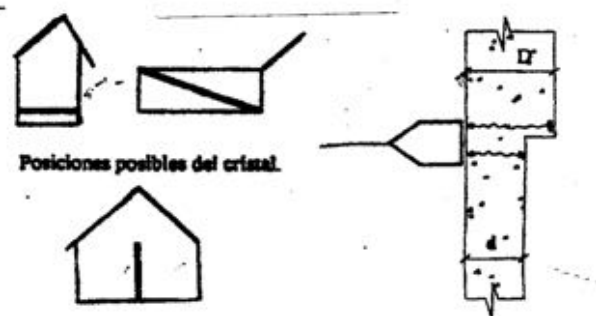
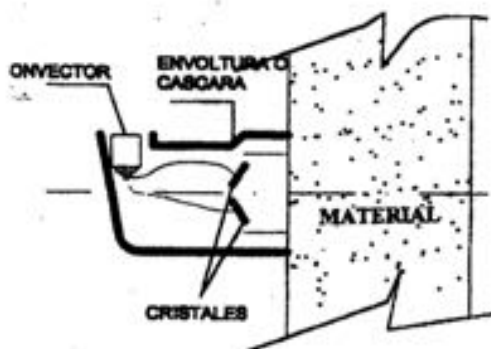
Las ondas ultrasónicas, son oscilaciones mecánicas cuyas frecuencias están por encima del nivel audible (el límite entre el sonido audible y el sonido ultrasónico se da normalmente a la frecuencia de 20 KHz = 20000 Hz (ósea 20.000 oscilaciones por segundo), y depende de cada material en el hormigón por ejemplo se da entre los 45 – 54 KHz, en metales 15 KHz.



Los ultrasonidos se transmiten relativamente bien en medios líquidos y sólidos, pero mal en el aire; por ello es posible el ensayo ya que las ondas permanecen dentro del material ensayado.



Para producir las ondas ultrasónicas hay diferentes técnicas (mecánicas, piezoeléctricas, hidráulicas, etc.). Pero nosotros nos referiremos a la posibilidad de obtención de ultrasonidos por medio de la excitación de piezocristales empleando para ello una corriente eléctrica.



Algunos materiales cristalizados como el cuarzo, el sulfato de litio, el titanio de bario, o el metaborato de plomo, tienen la propiedad de deformarse al recibir la corriente eléctrica cambiando el material de tamaño y produciendo ondas de presión.

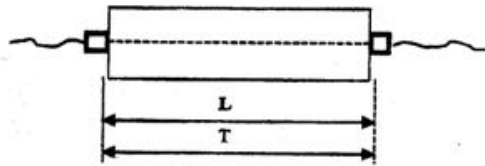
Para emitir los ultrasonidos se emplea el palpador, y son varios los tipos existentes en cuanto a tamaño, formato y cristal empelado.

Características de los palpadores:

-Sensibilidad: se trata de la capacidad del palpador para convertir la energía eléctrica en energía sonora.

-Poder resolutivo: es la capacidad del palpador para diferenciar las señales de dos discontinuidades en el material muy próximos (por ejemplo el esquema adjunto).

$$V = \frac{\text{Espacio}}{\text{Tiempo}}$$



El sonido generado pasa a través del material que se pretende ensayar, pero es necesario aislar el palpador utilizando en su superficie de contacto materiales untuosos como parafina, vaselina, grasas o aceites.

Si la medición tuviese que tener una larga duración, se pueden fijar los palpadores con escayola o algún tipo de pegamento o silicona. El aparato empelado para las mediciones en obra indica en su display “el tiempo” de recorrido del sonido entre los dos palpadores a través de un determinado material, pero también conocemos la distancia entre el emisor y el receptor. La unidad de tiempo en que se opera es el microsegundo; en el aparato el tiempo de recorrido puede variar entre 0,1 μ /seg. y 999,99 μ /seg. La velocidad de propagación se calcula teniendo en cuenta que la velocidad es igual al espacio recorrido partido por el tiempo.

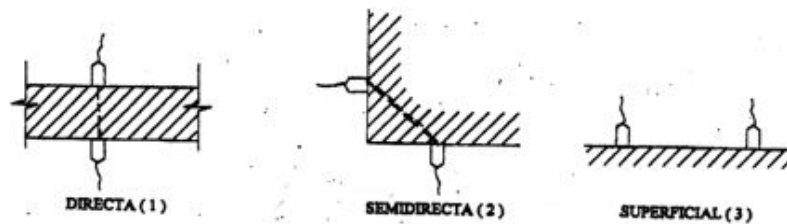
$$\text{Velocidad} = L \text{ en mm.} / t \text{ en m/seg.} = \text{Km./seg.}$$

Por ejemplo, supongamos una pieza de 400 mm. entre caras y el tiempo de recorrido es de 75 μ /seg.

$$V = 0,000400 \text{ Km.} / 0,000078 \text{ seg.} = 5,33 \text{ Km./seg.}$$

La velocidad de propagación se incrementa cuando la resistencia del material aumenta el display tiene cinco dígitos y por lo tanto el tiempo máximo marcado es 9999,9 μ /seg.

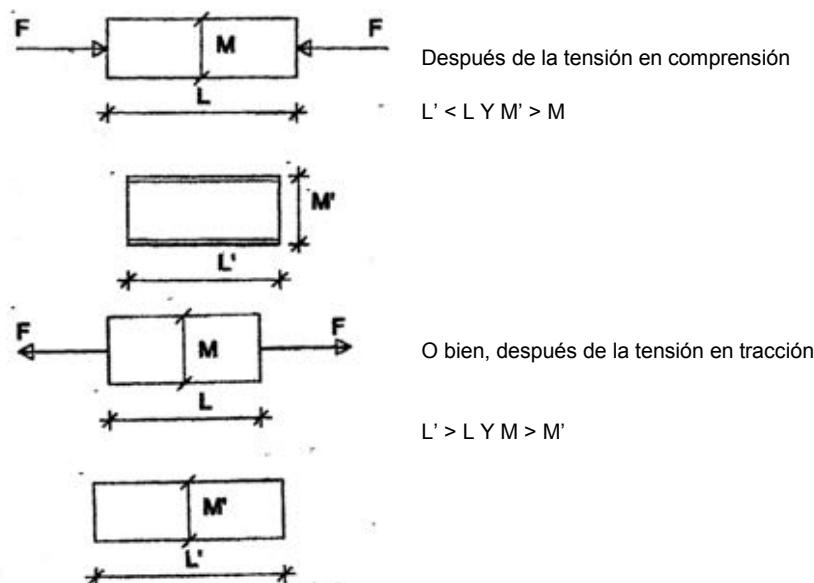
En realidad los impulsos son audibles en el palpador que actúa de emisor. Las formas de colocación del emisor/receptor para la realización de los ensayos pueden ser las indicadas a continuación.



Es conveniente, que periódicamente se proceda a través del aparato, este trazado se debe hacer en relación a elementos de los cuales se conozca previamente sus características por haber hecho otro tipo de ensayos como sería el caso de los de tipo destructivo.

Los módulos indican la resistencia de un material frente a las deformaciones, por ello cuando se aplica una carga sobre un material homogéneo e isótropo se pueden producir dos tipos de deformaciones.

a) Aumento o disminución de la longitud L como a continuación se indica:



b) Un incremento o disminución de la sección.

La relación entre estas deformaciones $\mu = L/M$ es el coeficiente de Poisson.

Todo ello da lugar a la existencia de una correlación entre la velocidad de propagación y la resistencia a compresión, y por ello podemos ensayar la resistencia del hormigón u otro tipo de fábricas, y esto además nos permite un cierto tipo de análisis de la masa de material interno que no podemos visualizar.

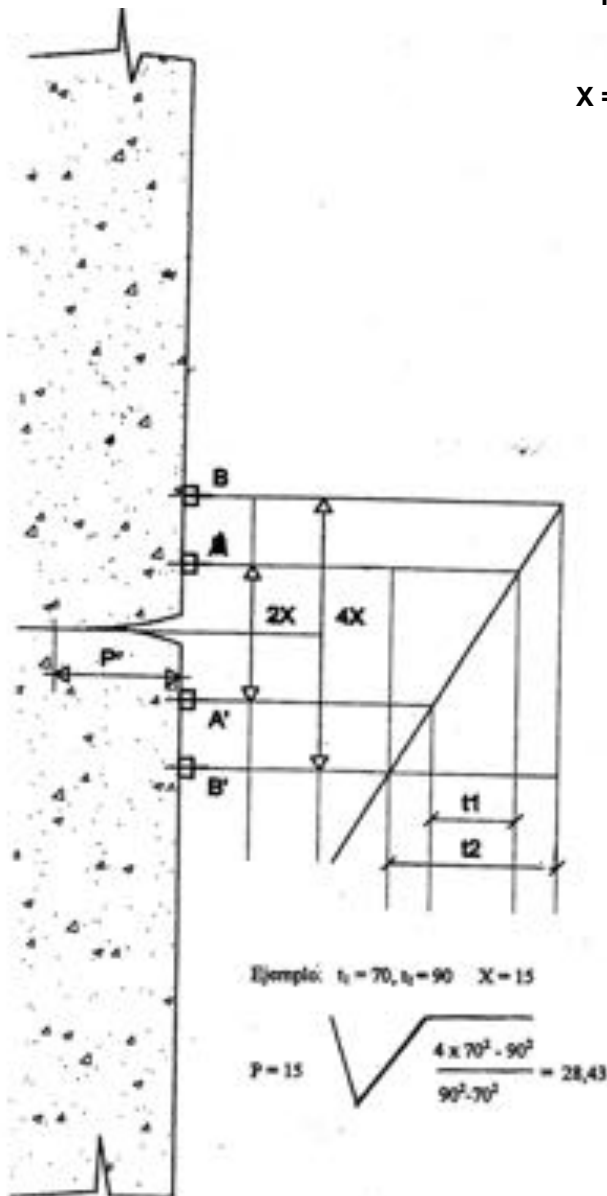
Peritación de la profundidad (P) de una grieta utilizando ultrasonidos.

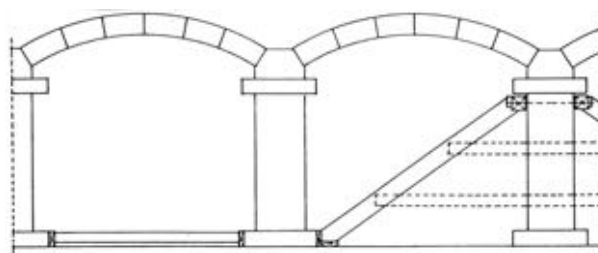
Para poder conocer la profundidad de una grieta en una fábrica de un determinado material, se usa el método superficial, para ello se coloca el emisor en un punto A distante X de la grieta o fisura, ya la misma distancia se coloca el receptor A'; y tendremos un determinado tiempo que denominamos t_1 (en la práctica debemos intentar que la distancia X sea 15 cm.)

Sobre la línea que une A-A' colocamos el emisor a una distancia X de A y tendremos el punto B, y de la misma forma por simetría tendremos B', es decir la distancia AA'=2X, y la distancia BB'=4X y el recorrido en tiempo entre B y B' lo denominamos t_2

$$P \text{ (profundidad grieta)} = X \sqrt{\frac{4t_1^2 - t_2^2}{t_2^2 - t_1^2}}$$

$$X = 15 \text{ cm.}$$



TOMO 1**CAPITULO III****OBRAS DE EMERGENCIA. APEOS Y APUNTALAMIENTOS**

CAPITULO III

OBRAS DE EMERGENCIA APEOS Y APUNTALAMIENTOS

Pascual Úbeda de Mingo

Indice:

1. APEOS Y APUNTALAMIENTOS: CONCEPTOS GENERALES	71
1.1. Nomenclatura	
2. LA MADERA COMO MATERIAL DE APEO Y APUNTALAMIENTO	74
2.1. Escuadrías más usuales	
2.2. Pesos específicos de la madera de pino más usuales en los apeos	
2.3. Tensiones mecánicas admisibles	
2.4. Clavazón	
2.5. Puntales de madera (piezas cuadradas). Capacidad de carga	
2.6. Alturas máximas de los puntales según su diámetro	
2.7. Tensiones admisibles de la madera	
2.8. Fórmula de cálculo LUMBER	
3. ELEMENTOS EN LOS APEOS	79
3.1. Jabalcón o tornapunta	
3.2. Muletilla	
3.3. La unión jabalcón – terreno (zapatas)	
4. TECNICAS CONSTRUCTIVAS EN LA EJECUCIÓN DE APEOS	82
4.1. La asnilla	
4.2. Normas empíricas a seguir en los apuntalamientos	
4.3. Apeos de fachadas	
4.4. Verificación de la estabilidad contra la rotación	
4.5. Sistemas actuales de apeos. Apuntalamientos y rigidización	
5. APERTURA DE HUECOS EN MUROS	97
5.1. Apertura de huecos en muros y fachadas	
5.2. Proceso de ejecución	
6. HUNDIMIENTO EN EMBUDO	106

1 APEOS Y APUNTALAMIENTOS: CONCEPTOS GENERALES

Los apeos y apuntalamientos son construcciones auxiliares generalmente realizadas en madera, aunque también pueden ser metálicas; se emplean para detener movimientos en un edificio, amenazas de ruina o lesiones. También se emplean para realizar reformas o modificaciones estructurales.

La diferencia entre apuntalamientos y apeos consiste en que mientras el primero transmite las cargas a un estrato inferior mediante elementos colocados en posición vertical denominados puntales, enanos, virotillos, o pie-derechos; el apeo transmite las cargas por medio de elementos inclinados denominados jabalcones o tornapuntas.

En la realización de un trabajo de apeo hay que observar tres aspectos:

- El estudio de las causas, y su relación respecto a los efectos.
- El diagnóstico en función del apartado anterior para adoptar las soluciones más adecuadas.
- La elección del sistema idóneo, teniendo siempre presente las variables tiempo y coste.

1.1 NOMENCLATURA

Postes o puntales.- Piezas colocadas verticalmente, de sección cuadrada rectangular o circular (en madera o hierro). Se denomina rollizo a la pieza de madera de sección circular, capaz de transmitir cargas en posición vertical.

Pie-derecho.- Elemento vertical (normalmente de la altura de una planta, formado por una o varias piezas). (Fig. 1)

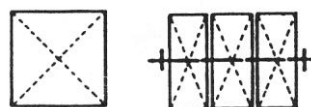


Fig 1: sección de pie derecho

Virotillo o enano.- Pieza de las mismas características del pie derecho pero más corto.

Zoque.- Pieza que rigidiza elementos horizontales. (Fig. 2)

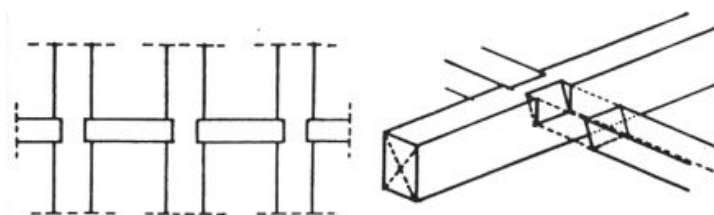


Fig 2: zoquete

Brochal.- Nudo formado por la interrupción de piezas horizontales. (Fig. 3)

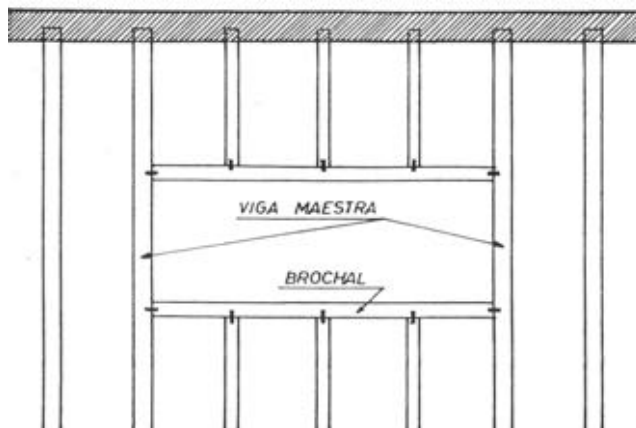


Fig 3: Brochal

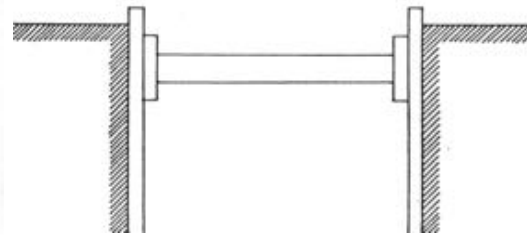


Fig 4: Codal

Codal.- Pieza que contrarresta pequeños empujes, se suele emplear esta denominación con más frecuencia en las entibaciones. (Fig. 4)

Mechinal.- Perforación u oquedad que se realiza en un muro que permite la colocación de un andamio o la acometida de un apeo. (Fig. 5)

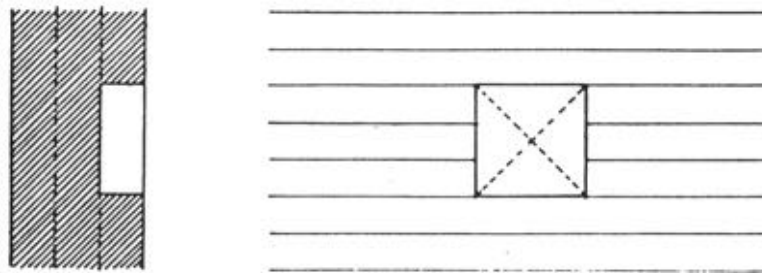


Fig 5: Mechinal

Mangueta.- Pieza que une dos o más tornapuntas, también se puede denominar abrazadera; puede ser articulada o fija. (Fig. 6)

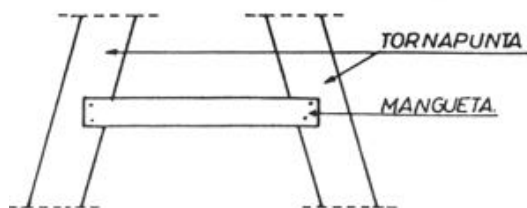


Fig 6: Mangueta

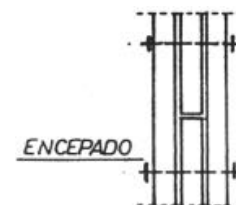


Fig 7: Encepado

Encepado.- Forma de unión de tablones que constituyen una pieza de apuntalamiento o de apeo. (Fig. 7)

Eji3n.- Tope para absorber los empujes inclinados. (Fig. 8)

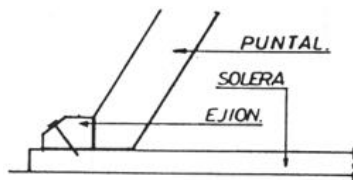


Fig 8: Eji6n

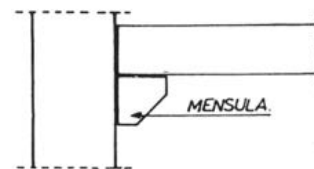


Fig 9: M6nsula

M6nsula.-

Apoyos fuera de la pieza donde se produce la reacci6n. (Fig. 9)

Brida o Braga.- Pieza met6lica para unir o encepar varios tablones que constituyen un elemento de apuntalamiento o apeo. (Fig. 10)

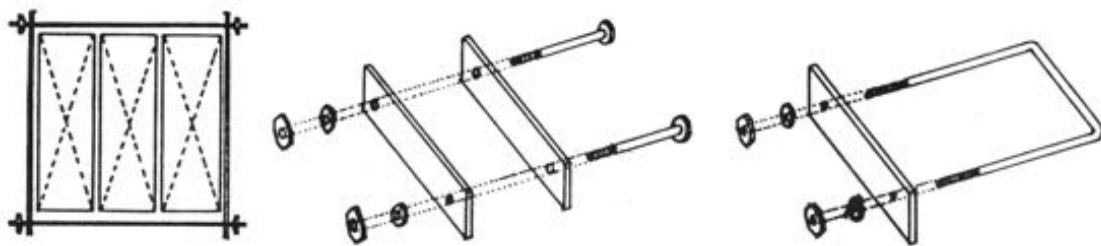


Fig 10: Bidas o bragas

Muletilla.- Pieza colocada en la parte superior del tornapunta, con la misi6n de unir 6sta pieza con el muro que transmite la carga. (Fig. 11)

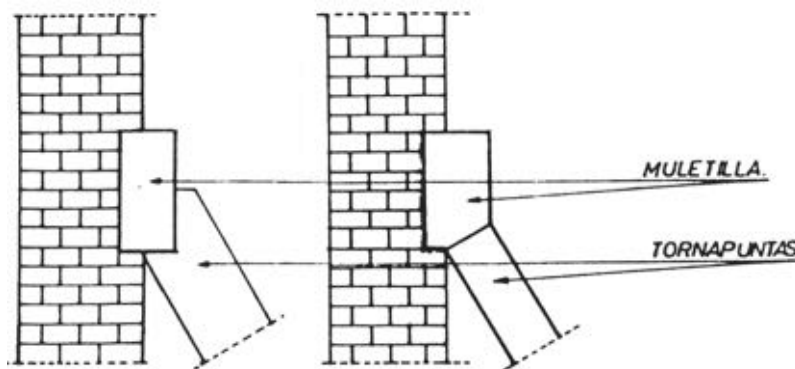


Fig 11: Muletilla

Embarbillado.- Corte que se hace en la madera para que encaje con otra pieza. (Fig. 12)

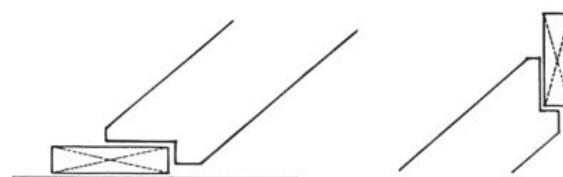


Fig 12: Embarbillado

2 LA MADERA COMO MATERIAL DE APEO Y APUNTALAMIENTO

2.1 ESCUADRIAS MÁS USUALES

TIPO	ANCHO (CMS)	GRUESO (CMS)
TABLÓN	20	7
	25	7
TABLONCILLO	20	5
	25	5
TABLA	10 – 20	2 – 3
TABLA MACHIEMBRADA	9,5 – 19,5	0,9 – 2,2
RIOSTRA	10	5
CUADRADILLOS	10 – 12 – 15	10 – 12 – 15
ROLLIZO O PUNTALES		DIÁMETROS VARIOS
DENOMINACIÓN PUNTA DELGADA		ENTRE Ø 8-10 CMS

2.2 PESOS ESPECÍFICOS DE LA MADERA DE PINO MÁS USUALES EN LOS APEOS

CONDICIONES	PINO PAIS	PINO NORTE
SECA AL AIRE	574 Kg/m ³	599 Kg/m ³
SECA A 105 °	530 Kg/m ³	577 Kg/m ³
SATURADA	841 Kg/m ³	797 Kg/m ³

2.3 TENSIONES MECÁNICAS ADMISIBLES EN Kg/cm²

FLEXIÓN	125 Kp/cm ²
COMPRESIÓN PARALELA A LAS FIBRAS	100 Kp/cm ²
COMPRESIÓN PERPENDICULAR A LAS FIBRAS	35 Kp/cm ²
ESFUERZO CORTANTE	10 Kp/cm ²
MÓDULO DE ELASTICIDAD MEDIO	112.500 Kp/cm ²

2.4 CLAVAZON

Diámetros a emplear entre 0,18 y 0,66 cm. Longitudes a emplear entre 2,5 y 15 cm.
La carga admisible al arranque:

$$P = 121 \times D \times P_e^{5/2}$$

P = carga en kilogramos

D = diámetro en cm.

Pe = peso específico.

La carga admisible lateral se calcula:

$$L = K \times D^{3/2}$$

L = carga admisible.
 K = coeficiente entre 150 y 230.
 D = diámetro en cm.

Esta fórmula es válida para una penetración de 10 Ø .

2.5 PUNTALES DE MADERA (PIEZAS CUADRADAS) CAPACIDAD DE CARGA (LIBRE DE PANDEO)

ESCUADRIAS	LONGITUDES		
CM.	2,4 MTS.	3,0 MTS.	3,6 MTS.
10 x 10	4 TM.	2,5 TM.	2 TM.
15 x 15	17 TM.	13 TM.	9 TM.
20 x 20	37 TM.	35 TM.	30 TM.

2.6 ALTURAS MÁXIMAS DE LOS PUNTALES SEGÚN SU DIÁMETRO

Ø Cm.	Altura en Mts.
6 - 10	3
8 - 12	4
10 - 15	5
15 - 20	7,5

En apuntalamientos no deben emplearse los empalmes, y han de colocarse sobre durmiente en suelo y sopanda en techo y nunca directamente sobre el terreno. Cuando el apuntalamiento es para obra nueva en ejecución, se pueden empalmar los puntales hasta un 50% y menos de 1/3 de los que sujetan vigas. Teniendo siempre en cuenta el cuadro anterior.

Cuando el apuntalamiento tiene cierta importancia, las piezas a borde de durmiente deben cumplir: que la longitud de durmiente sea 1,5 veces la altura del durmiente. En todos los casos el tipo de cuña a emplear será de relación 1/5 a 1/6 en madera de álamo negro.

2.7 TENSIONES ADMISIBLES PARA LA MADERA

Clase de solicitación	MALA CALIDAD		CALIDAD MEDIA		BUENACALIDAD	
	Pino	Roble y Haya	Pino	Roble y Haya	Pino	Roble y Haya
Flexión	70	75	100	110	130	140
Tracción en dirección de las fibras	0	0	85	100	105	110
Compresión en la dirección de las fibras	60	70	85	100	110	120
Compresión perpendicular a las fibras	20	30	20	30	20	30
Cortante en dirección a las fibras y juntas encoladas	9	10	9	10	9	12

Nota: En tracción, la madera de muchos nudos y poca calidad, no debe emplearse. Para cargas centradas, hay que calcular la carga "P" afectada por un coeficiente de pandeo "W" que corresponde a su grado de esbeltez:

$$\lambda = \frac{L}{\min . i} \quad \frac{P \cdot W}{S} \leq \gamma$$

λ = longitud de la pieza dividido por el radio de inercia mínimo).

P = Esfuerzo a compresión centrada de la pieza.

W = Coeficiente de pandeo.

S = Sección de la barra.

γ = Coeficiente de trabajo de la madera.

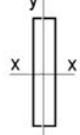



$$\min . i = \sqrt{\frac{\min . J}{S}}$$

J = diámetro mínimo de la sección transversal de la barra sin debilitar).

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	λ
0	1,00	1,01	1,01	1,02	1,03	1,03	1,01	1,05	1,06	1,06	0
10	1,07	1,08	1,09	1,09	1,10	1,11	1,12	1,13	1,14	1,15	10
20	1,15	1,16	1,17	1,18	1,19	1,20	1,21	1,22	1,23	1,24	20
30	1,25	1,26	1,27	1,28	1,29	1,30	1,32	1,33	1,34	1,35	30
40	1,36	1,38	1,39	1,40	1,42	1,43	1,44	1,46	1,47	1,49	40
50	1,50	1,52	1,53	1,55	1,56	1,58	1,60	1,61	1,63	1,65	50
60	1,67	1,69	1,70	1,72	1,74	1,76	1,79	1,81	1,83	1,85	60
70	1,87	1,90	1,92	1,95	1,97	2,00	2,03	2,05	2,08	2,11	70
80	2,14	2,17	2,21	2,24	2,27	2,31	2,34	2,38	2,42	2,46	80
90	2,50	2,54	2,58	2,63	2,65	2,73	2,78	2,83	2,88	2,94	90
100	3,00	3,07	3,14	3,21	3,28	3,35	3,43	3,50	3,57	3,65	100
110	3,73	3,81	3,89	3,97	4,05	4,13	4,21	4,29	4,38	4,46	110
120	4,55	4,64	4,73	4,82	4,91	5,00	5,09	5,19	5,28	5,38	120
130	5,45	5,57	5,67	5,77	5,85	5,98	6,08	6,19	6,29	6,40	130
140	6,51	6,62	6,73	6,84	6,95	7,07	7,18	7,30	7,41	7,53	140
150	7,65	7,77	7,90	8,02	8,14	8,27	8,39	8,52	8,65	8,73	150
160	8,91	9,04	9,18	9,31	9,45	9,58	9,72	9,86	10,00	10,15	160
170	10,29	10,43	10,58	10,73	10,88	11,03	11,18	11,33	11,48	11,64	170
180	11,80	11,95	12,11	12,27	12,44	12,60	12,76	12,93	13,07	13,26	180
190	13,43	13,61	13,78	13,95	14,12	14,30	14,48	14,66	14,84	15,03	190
200	15,20	15,38	15,57	15,76	15,95	16,14	16,33	16,52	16,71	16,91	200
210	17,11	17,31	17,51	17,71	17,92	18,12	18,33	18,53	18,74	18,95	210
220	19,17	19,38	19,60	19,81	20,03	20,25	20,47	20,69	20,92	21,14	220
230	21,37	21,60	21,83	22,06	22,30	22,53	22,77	23,01	23,25	23,49	230
240	23,73	23,98	24,22	24,47	24,72	24,97	25,22	25,48	25,73	25,99	240
250	26,25	--	--	--	--	--	--	--	--	--	250

Nota: Para edificación no provisional conviene no excederse de un $\lambda = 150$

Nº PIEZAS	POSICION	A (cm2)	Ix (cm4)	ix (cm)	Wx (cm3)	Iy (cm4)	iy (cm)	Wy (cm3)
-----------	----------	---------	----------	---------	----------	----------	---------	----------

1		140	4667	5.77	467	572	2.02	163
2		280	9333	5.77	933	4573	4.04	653
3		420	14000	5.77	1400	15435	6.06	1470
4		560	18667	5.77	1867	36587	8.08	2613

VALORES PARA LAS DIFERENTES SECCIONES QUE SE PUEDEN FORMAR CON TABLON DE 200x70mm

2.8 FÓRMULA DE CÁLCULO LUMBER

Cálculo de puntales: Sección transversal, es el área de la pieza perpendicular al eje:

$$S = a \cdot b \text{ cm}^2$$

a = es el lado menor

b = es el lado mayor

$$\text{Esbeltez} = \frac{\text{Alturadelapieza}}{\text{ladimensiónmenordela sección}} = \frac{1}{a}$$

Pero la esbeltez puede ser:

TIPOS DE ESBELTEZ	CARGA ADMISIBLE
1) Esbeltez 10	$P = a \cdot b$
2) Esbeltez entre 10 y K	$P = a \cdot b \cdot \gamma \cdot \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\ell}{K \cdot a} \right)^4 \right]$
3) Esbeltez K	$P = \frac{\pi^2 a \cdot b \cdot E}{36 \cdot \left(\frac{\ell}{a} \right)^2}$

ℓ = longitud de la pieza

P = Carga admisible

K = Coeficiente de trabajo de la madera paralelo a la fibra

a = lado menor de la pieza

b = lado mayor de la pieza

E = Módulo de elasticidad

Vamos a continuación a poner un ejemplo de cálculo de apuntalamiento para aclarar las fórmulas.

Imaginemos (caso normal), un puntal sacado de un derribo, madera de pino cuenca sana de una escuadrilla de la época de 20 x 20 cm., la altura de la planta baja que tenemos que apuntalar es de 3,00 m. (Este tipo de madera la hacemos trabajar a 80 Kg/cm²).

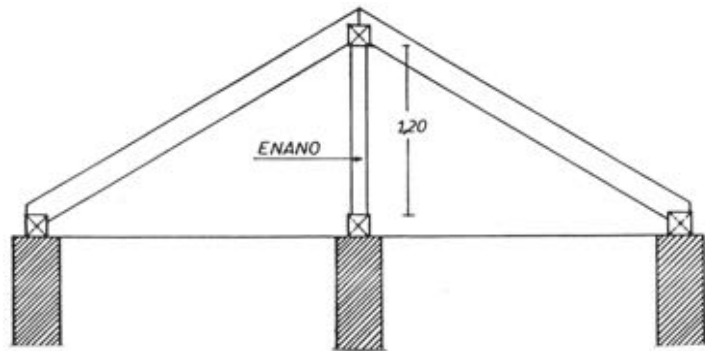
$$\text{Esbeltez} = 300/20 = 15 \quad K = 20,3$$

Estamos pues en una esbeltez entre 10 y "K", que es el segundo caso, y su fórmula es la que aplicamos:

$$P = a \cdot b \cdot \gamma \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{\ell}{K \cdot a} \right)^4 \right) \quad P = 32.000 \left(1 - \frac{1}{3} \cdot 0,738^4 \right)$$

28,800 Kg. nos aguantará cada puntal

Si utilizamos la misma madera y escuadría a base de cortarla para reponer los enanos de una cubierta, sustentada a par e hilera, con un altura de 1,20 m. (Fig. 13)



Esbeltez = 120/20 = 10
cubierta

Fig 13: Esbeltez de un enano en una

Es decir, la esbeltez es 10. Estamos en el caso primero y la fórmula es:

$$P = a \cdot b \cdot \gamma = 20 \times 20 \times 80 = \mathbf{32.000 \text{ Kg.}}$$

El valor de "P" es lo que aguantará cada mano de cubierta.

Pero supongamos ahora que la longitud de la pieza, tal y como se encuentra en obra, es de 5,00 m., o sea no hay necesidad de cortarla, la escuadría es de 20 x 20 cm. y $\gamma = 80 \text{ Kg/m}^2$ y que vamos a emplearla como jabalcón de esa misma longitud, y necesitamos saber cuántos kilogramos es capaz de soportar.

$$\text{Esbeltez} = 500/20 = 25 \quad K = 20,3$$

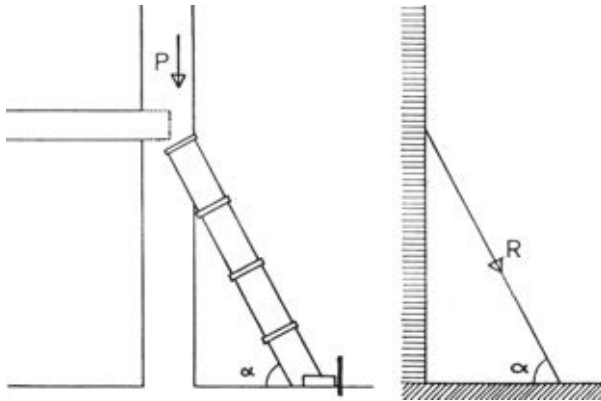
25 > K, luego estamos en el tercer caso y su fórmula es:

$$P = \frac{\pi^2 a \cdot b \cdot E}{36 \left(\frac{l}{a} \right)^2} \quad P = \frac{3,14 \times 20 \times 20 \times 112.500}{36 \left(\frac{500}{20} \right)^2} = 19.718 \text{ Kg.}$$

3 ELEMENTOS DE LOS APEOS

3.1 JABALCÓN o TORNAPUNTA

Son piezas que se colocan inclinadas para soportar los esfuerzos de compresión, a través de ellas se transmiten al terreno o a un nivel inferior las cargas. (Fig. 14)



$$R = P / \text{Sen } (\alpha) \quad (\text{Hay que comprobar el pandeo})$$

Para transmitir cargas verticales se colocarán las piezas lo más verticales posibles, para soportar empujes horizontales.

Fig. 14: Jabalcón o tornapunta

3.2 MULETILLA

Se denomina a la pieza entre el muro y el tornapuntas, y varían en función de la estructura o tipo de fábrica.

En fábricas de ladrillo o mampostería se ha de tener en cuenta que la muletilla ha de colocarse hasta que el nudo o unión con el jabalcón sea un tercio del grueso del muro. En el caso de que la fábrica sea de sillería o mampostería concertada, el tipo de muletilla es de escuadra sobre cajón. Consiste en realizar un mechinal perfectamente cortado para colorar una "L" formada por tablones, para sobre ésta pieza embarbillar el jabalcón. (Fig. 15)

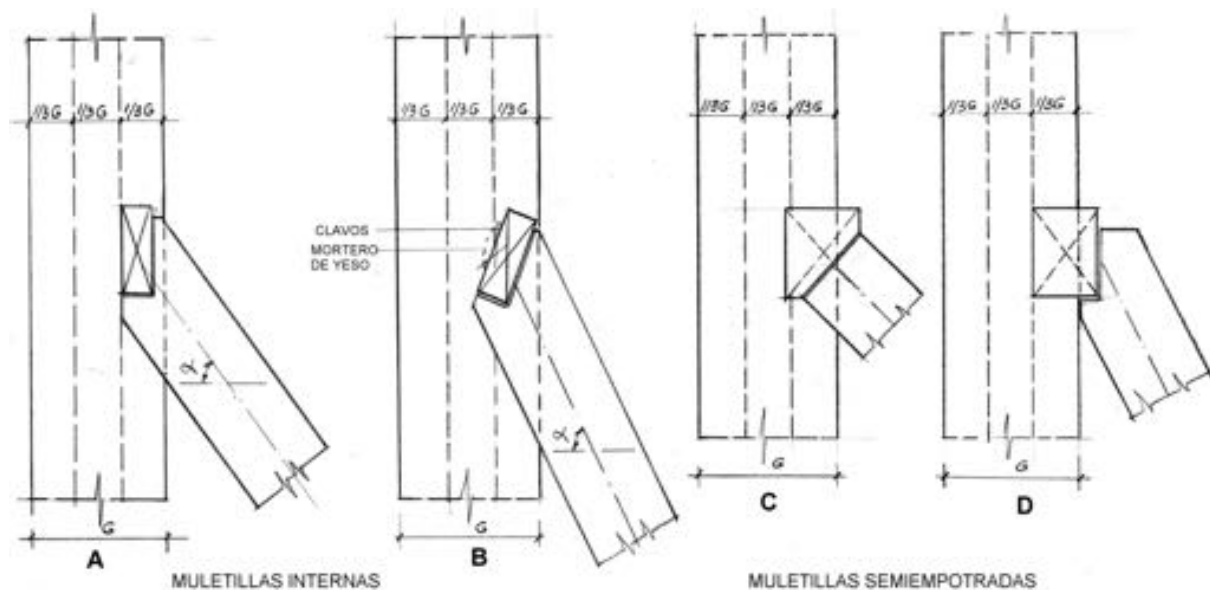


Fig 15: Muletillas para muros macizos

A: Penetra al menos un tercio en muros macizos. Apeo realizado con replanteo

- B:** Penetra al menos un tercio en muros macizos. Apeo de emergencia
C: Muletilla de chaflán
D: Muletilla semiempotrada con embarbillado

En el caso de que la estructura tenga una carrera de madera o bien un zuncho de hormigón, hay que utilizar estos elementos como muletillas para la unión con el jabalcón. (Fig. 16)



Fig 16: Colocación de muletillas para unión con el jabalcón

Cuando la fábrica a apearse sea de altísima calidad, o bien que no queramos hacer ningún mechnal se puede proceder de distintas formas:

- Colocar la muletilla sobre fijas metálicas ancladas a los tendeles, interponiendo una arpillera o un muletón plástico para no dañar la piedra y proceder al encaje con el embarbillado. (Fig.17)
- Colocar un casquillo metálico con anclaje químico o mecánico coincidente con llagas o tendeles, atornillar en esa pieza la muletilla para poder posteriormente embarbillar. (Fig.18)

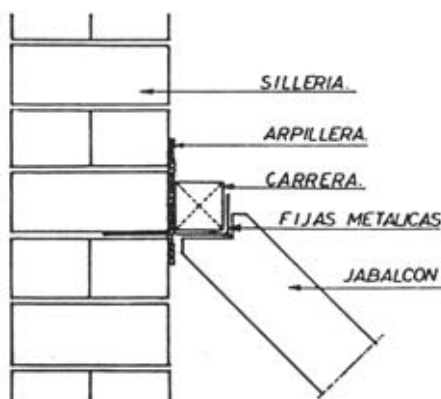


Fig 17: Muletillas con fijas metálicas

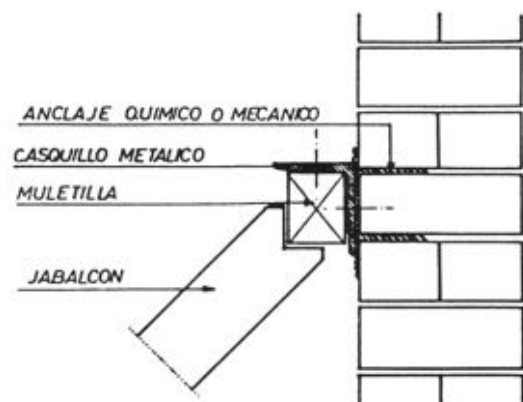


Fig. 18: Muletillas con casquillo metálico

3.3 LA UNIÓN JABALCÓN-TERRENO (ZAPATAS)

Los anclajes sobre el terreno, en realidad son zapatas o elementos auxiliares o del propio suelo, que nos sirven para repartir la carga que se transmite por el jabalcón o tornapunta.

El más elemental consiste en repartir las cargas sobre empuje por medio de estacas o perfiles clavados en el suelo. (Fig. 19)

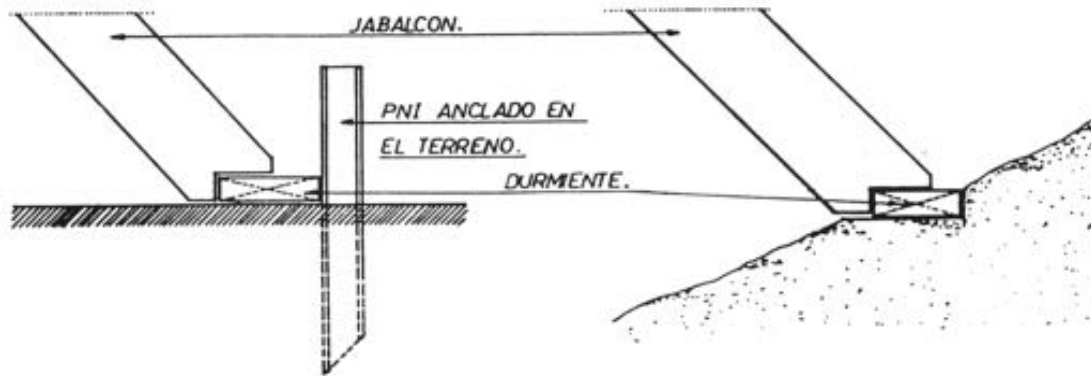


Fig 19: Apoyo del jabalcón en el terreno

Cuando es roca, se puede caजार y colocar el durmiente o el dado de reparto en la caja, pero teniendo cuidado de dar salida al agua.

Si el terreno es blando, o bien se plantea a largo plazo, se puede realizar una zapata de hormigón y la armadura nos servirá para absorber los empujes del durmiente. (Fig. 20)

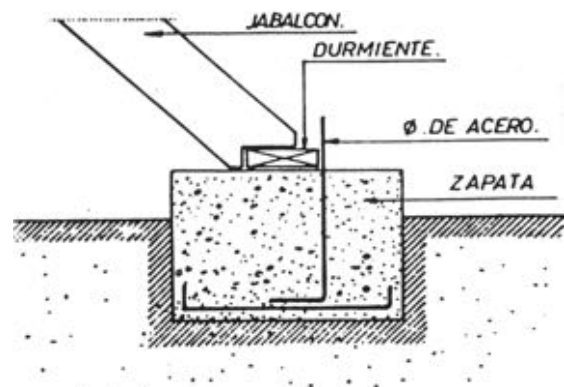


Fig 20: Apoyo sobre zapata de hormigón

Cuando el apeo es metálico la unión se realiza por placa de anclaje. (Fig. 21) Cuando se plantea un apeo a largo plazo, el durmiente se puede colocar sobre una viga de hormigón fundida sobre la zanja con anclajes y tirafondos que sirven para fijar el durmiente de madera en caso necesario, el empuje se puede reforzar con perfilaría anclada al suelo. (Fig. 22)

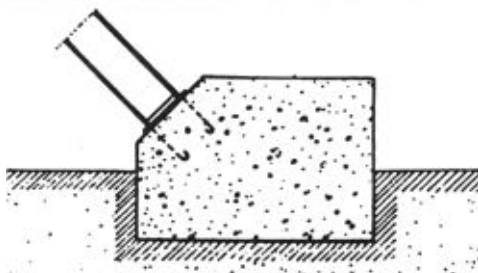


Fig 21: Apoyo a través de placa metálica

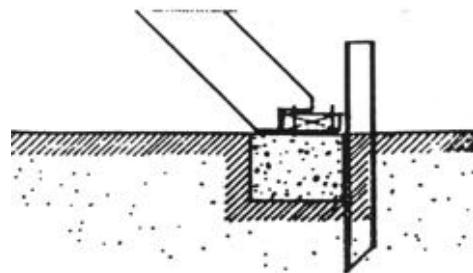


Fig 22: Apoyo a largo plazo

4 TÉCNICAS CONSTRUCTIVAS EN LA EJECUCIÓN DE APEOS

Los tablonos que forman la pieza van a trabajar a compresión, por tanto se pueden empalmar, pero hay que procurar que la distancia mínima entre empalmes sea superior a 1,10 m. (Fig. 23)

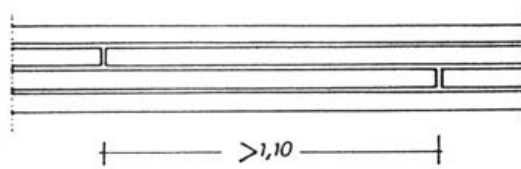


Fig 23: Uniones de tablonos para apeos

La madera de mejor calidad hay que emplearla en las piezas exteriores, procurando adoptar la posición "m", si la brida es mayor que el canto hay que girarla hasta su tangencia con la pieza posición "n", porque si no se producen las tangencias exclusivamente en los bordes y no quedan los tablonos embridados.

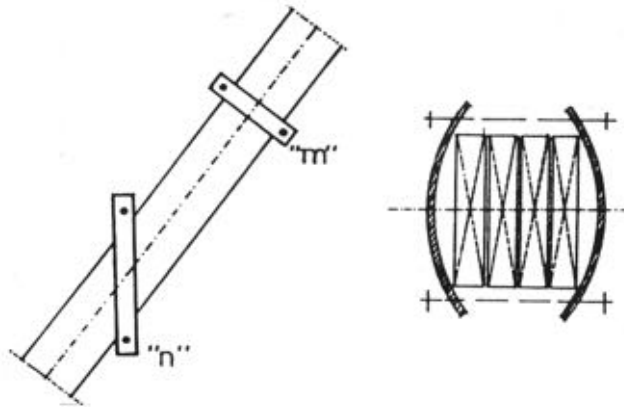


Fig 24: Embridado de tablonos

Hay que procurar que la sección final sea cuadrada (3 tablonos de 7 x 20 ó 4 de 5 x 20). (Fig. 24) Para el acuñaado se empleará siempre cuñas de álamo negro. Hay que tener en cuenta, que en apeos de forma directa no son compatibles los encuentros libres de madera-hierro. Cuando sean necesarias estas uniones, hay que realizarlas con anclajes, esperas y pasadores. (Fig. 25) En apeos planteado a largo plazo, hay que creosotar la madera y tratar los cortes y juntas.

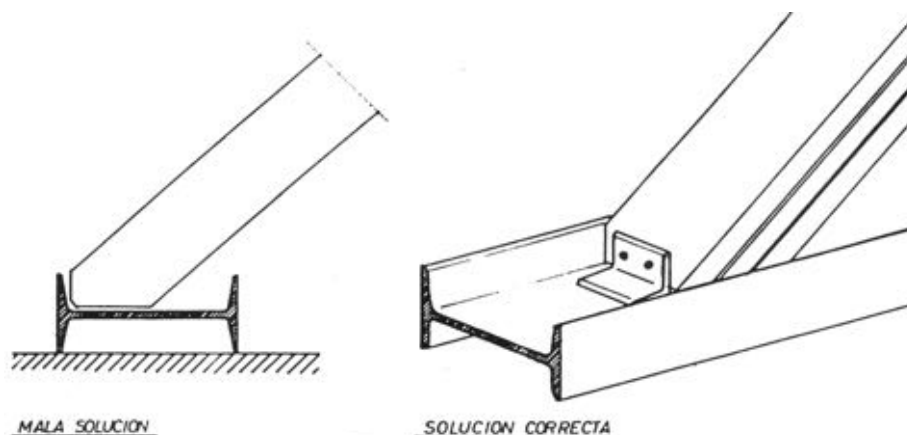


Fig 25: Uniones madera – acero sobre el terreno

4.1 LA ASNILLA

Cuando es necesaria la apertura o reparación de un muro macizo, se puede hacer por asnillas de madera o metálica. Cuando es de madera al ser muy corta, casi siempre va a estar penalizada por el cortante y no por el momento flector, por eso es frecuente colocar una cáscara de iPN en la zona superior, la inferior al ser de madera permite las uniones perfectamente. (Fig. 26) La asnilla puede estar formada por pasador o familias de tornapuntas.

La asnilla en burra o en castillete, se utiliza para poder realizar trabajos que presentan problemas de altura. En la actualidad han sido sustituidas por elementos metálicos.

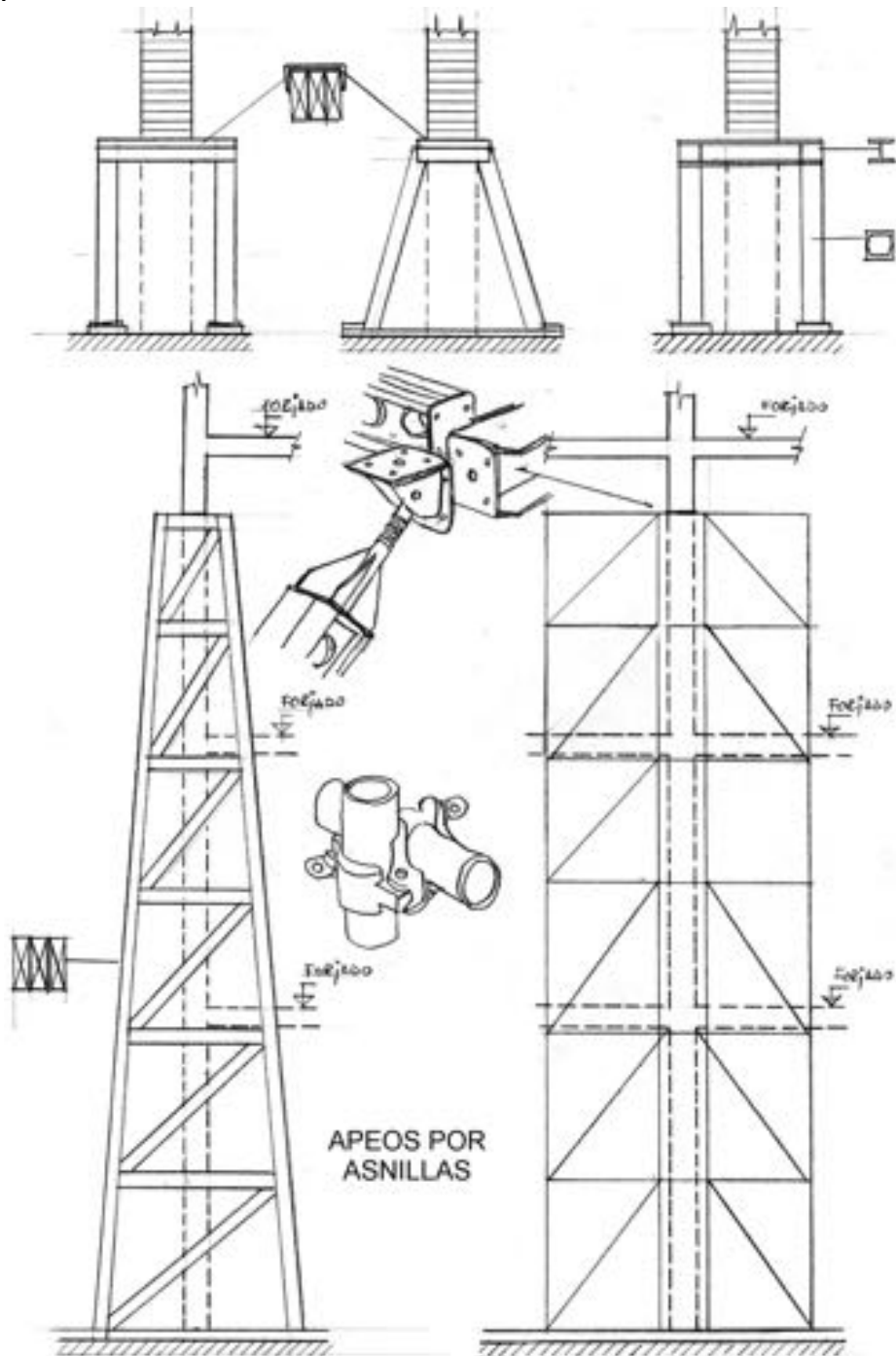


Fig 26: Apeos por el sistema de asnillas

4.2 NORMAS EMPÍRICAS A SEGUIR EN LOS APUNTALAMIENTOS

- La madera a utilizar debe ser enteriza, sana, y de buena calidad (pino, castaño,...).
- El apuntalamiento deber de estar debidamente arriostrado, ejecutado con el menor material posible y la máxima sencillez.
- La puesta en carga de los puntales debe hacerse con cuidado, para no producir acciones directas sobre la edificación.
- El proceso a seguir en un apuntalamiento será siempre de abajo a arriba.
- Comprobar sistemáticamente el ajuste entre las piezas. Cuando vayamos a apuntalar o apear los huecos, esta operación puede hacerse de diferentes maneras:

4.3 APEOS DE FACHADAS

Son diversas las causas por las que hay que apear, pueden ser rotaciones, aplastamientos, pandeos, empujes, etc. Estas construcciones auxiliares frecuentemente se hacen en madera pero también se pueden realizar en perfilaría, en tubo o pueden ser mixtos. También se pueden realizar técnicas a base de fábrica con muros auxiliares que se derriban una vez han cumplido su misión, o bien muros no derribados de edificios colindantes que se dejan con la forma de gálibo del contrafuerte. También se puede en algunos casos sustituir el apeo por atirantamientos metálicos en el caso de empujes, o por cuajadas con zuncho de muros en el caso de aplastamiento de materiales. (Figs. 27 y 28)

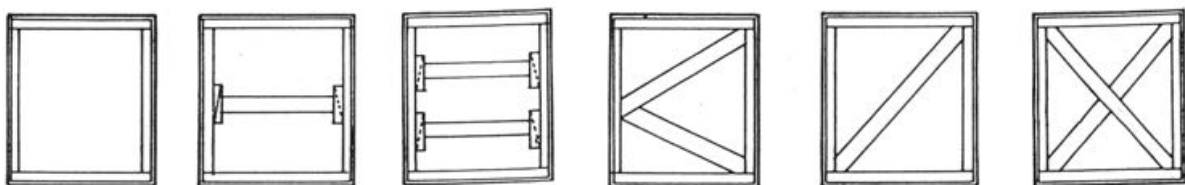


Fig 27: Apeos de huecos para rigidizar fachadas

→ SOLUCIÓN CUANDO NO HAY POSIBILIDAD DE APUNTALAR (ver dibujo):

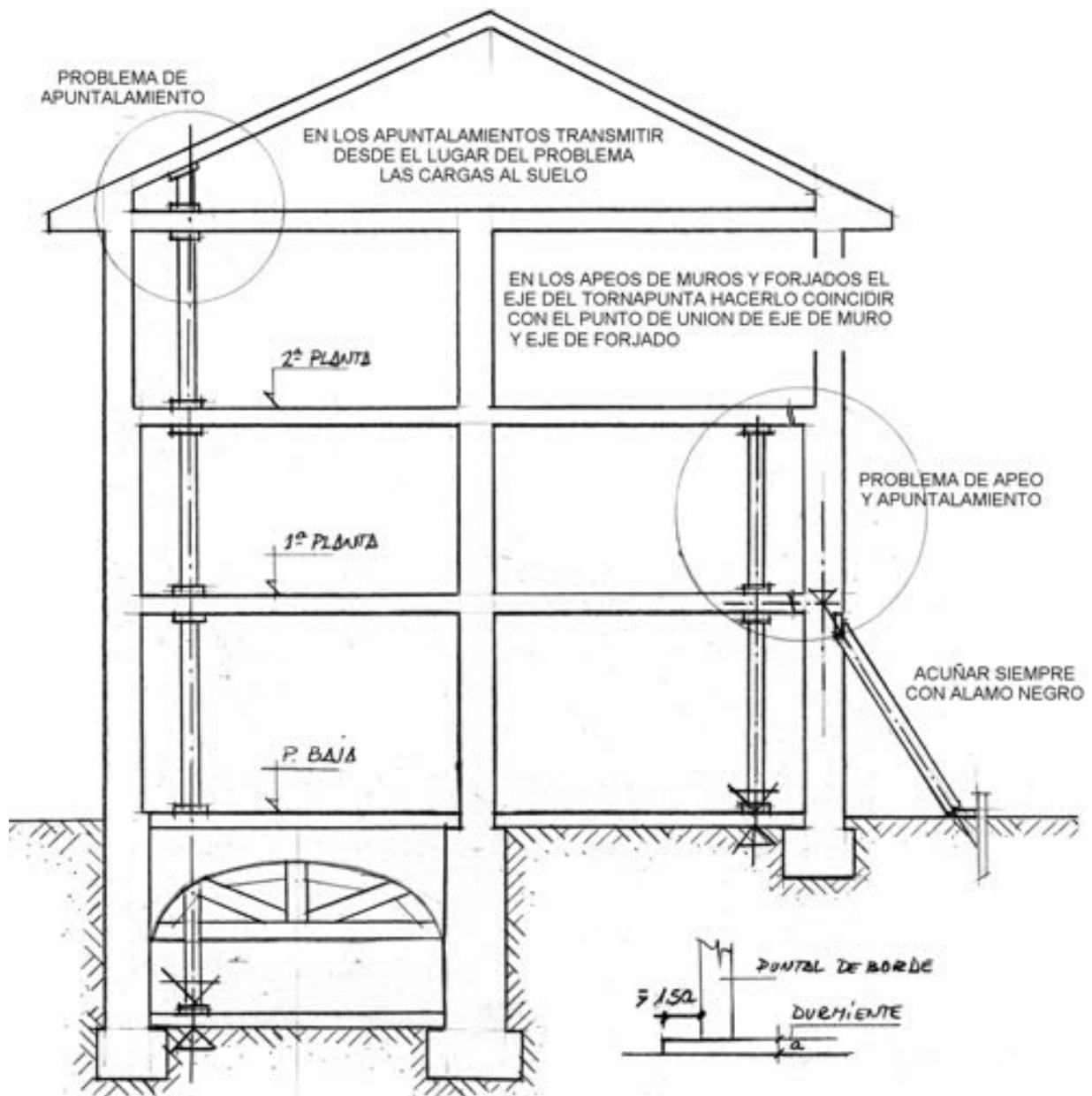
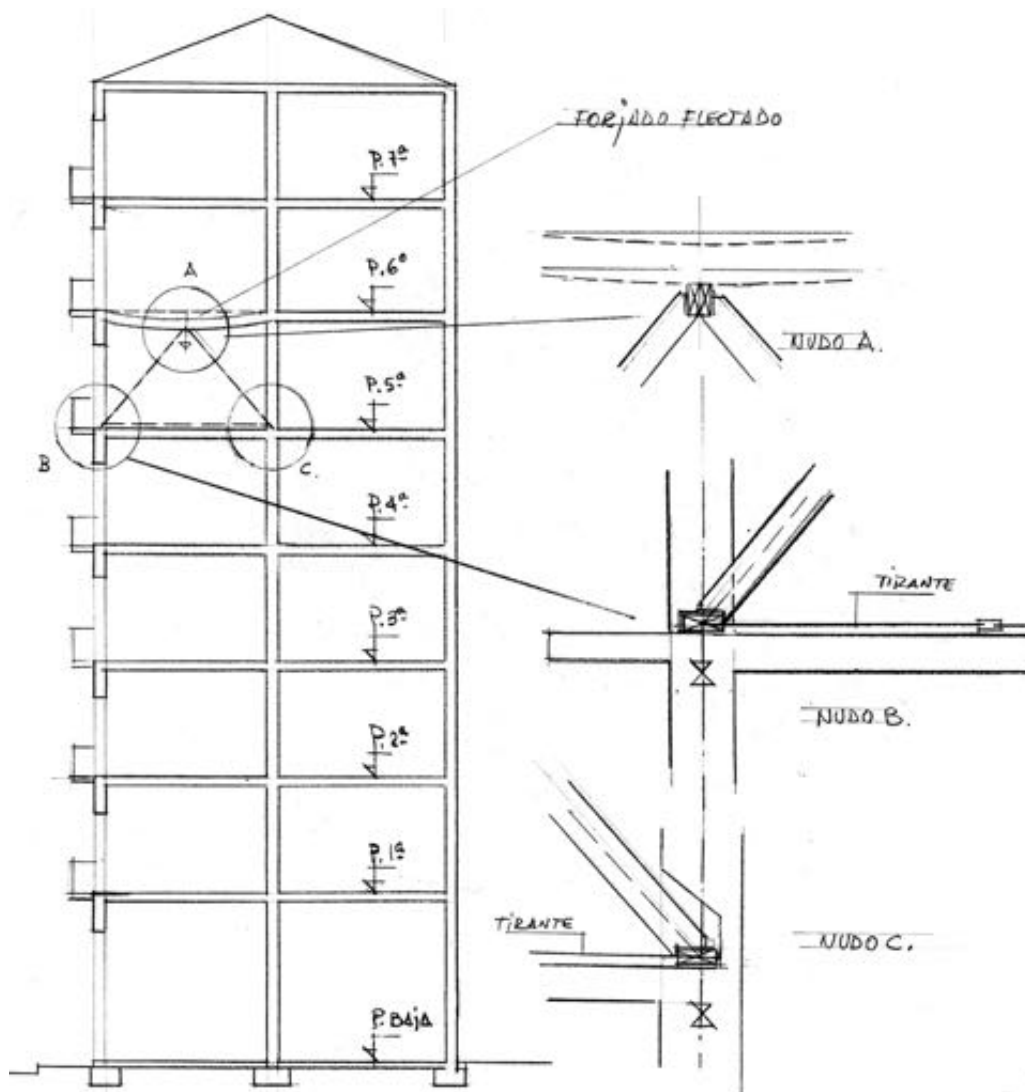
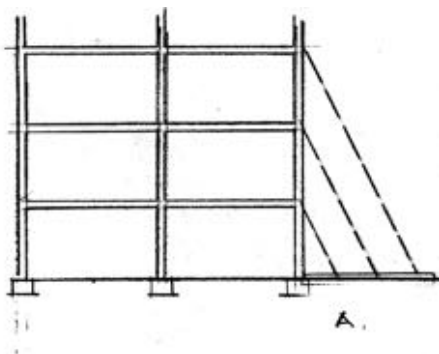


Fig 28: Formas de realizar apeos y apuntalamientos

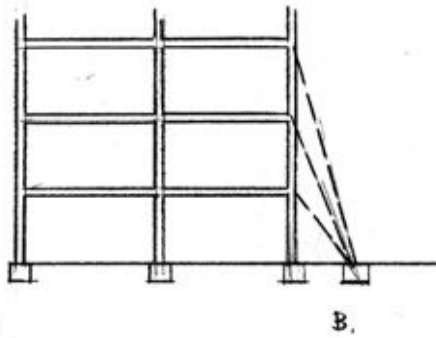


Cuando aparecen problemas puntuales en determinada altura del edificio y el mismo está ocupado en las plantas inferiores, se puede resolver a base de tijeras o triangulaciones que recogen las cargas con tornapuntas inclinadas y absorben los esfuerzos de tracción con tirantes colocados sobre el suelo, con la condición de que las reacciones se centren en el eje de los muros.

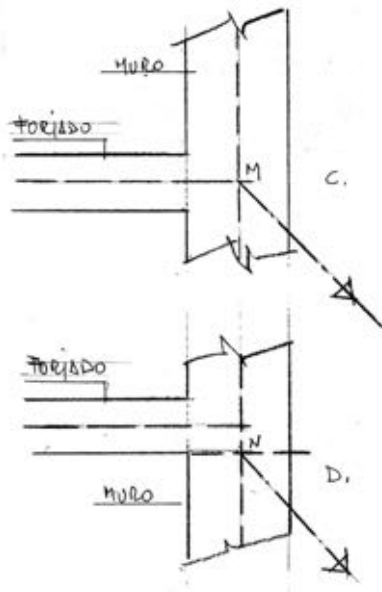
→ COMENTARIOS SOBRE ESQUEMAS DE APEOS:



Comparando el apeo A con el B, es preferible el segundo ya que el primero requiere mas espacio y mas trabajo para el apoyo por ser varias las cargas aisladas. Tiene además peores posibilidades de arriostramiento



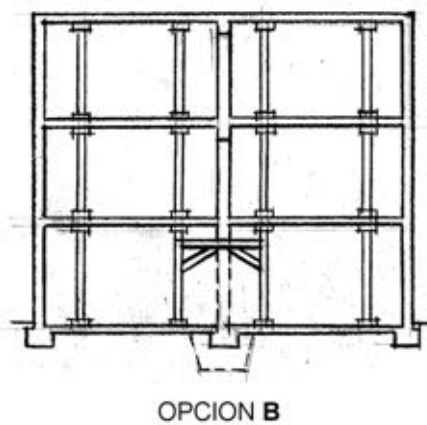
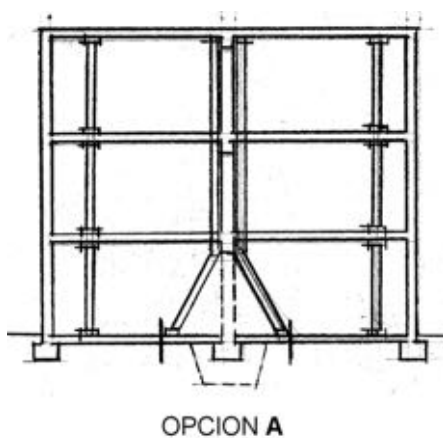
En el apeo B, es posible la concentración de las cargas en un solo punto y pasa a ser una solución muy resoluble con (p.ej.) estructura metálica.



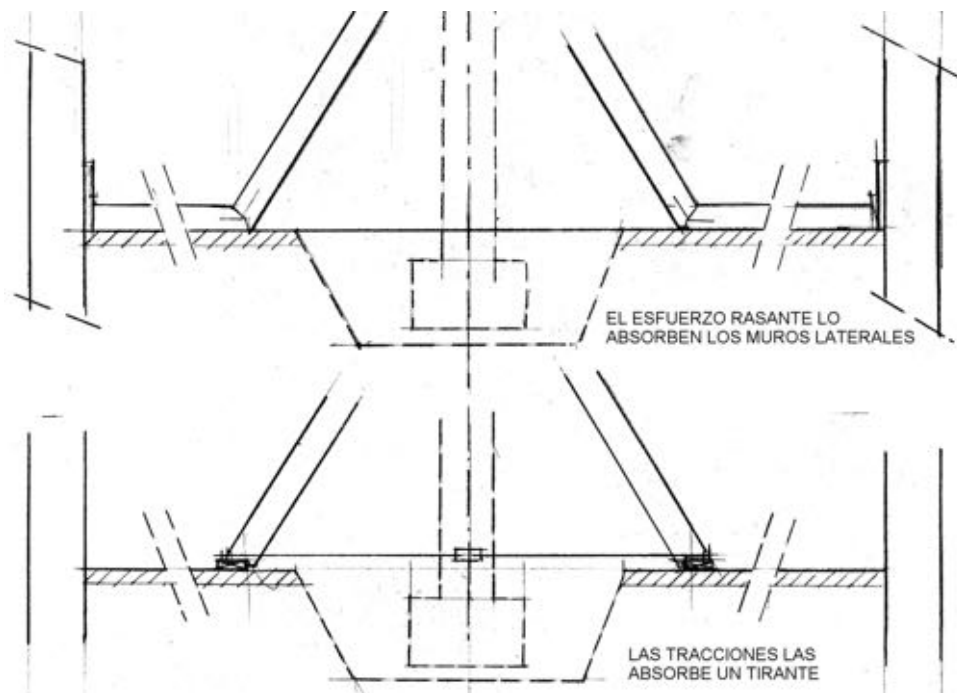
El eje de tornapunta debería coincidir con el punto de corte M (fig. C) entre los ejes de muro/forjado. Pero constructivamente es difícil colocar la muletilla en tal posición.

Se debe procurar entonces que al menos el eje de las tornapuntas coincida con la intersección del plano inferior del forjado con el eje del muro (punto N).

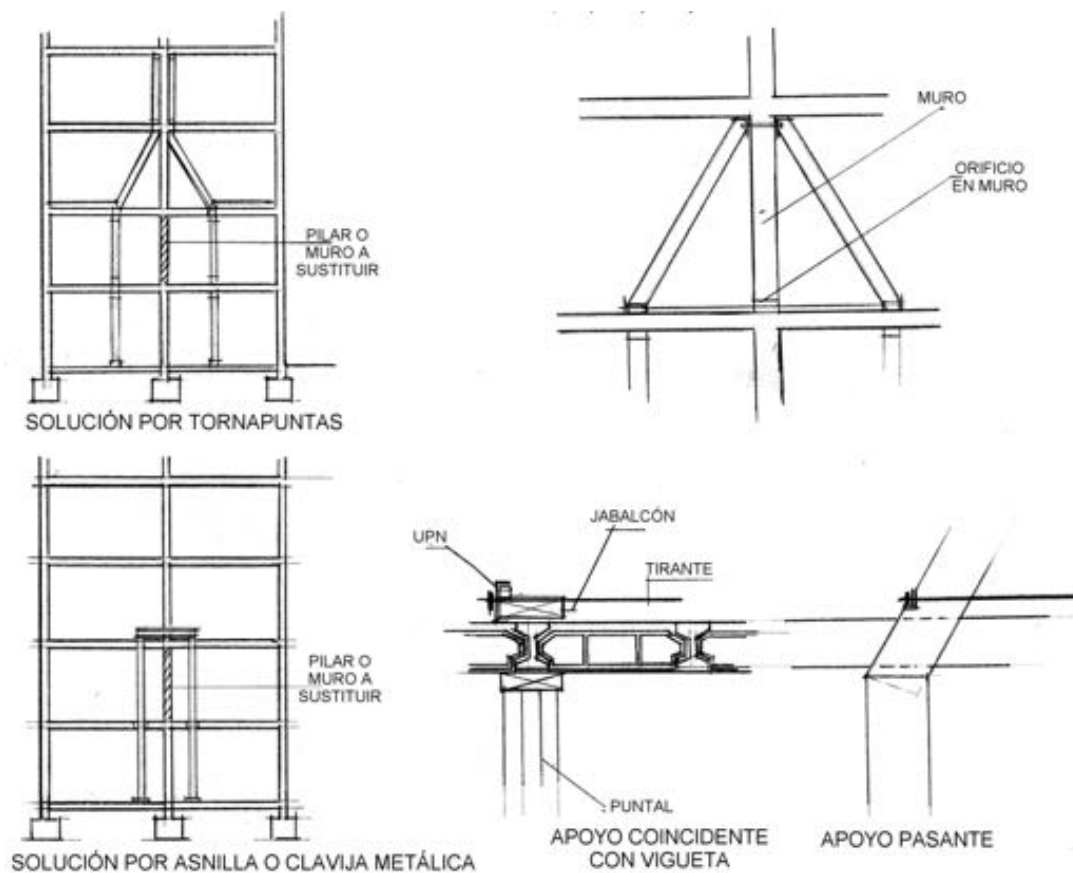
→ ESQUEMA DE APUNTALAMIENTO-APEO PARA ACTUACIONES EN LA BASE:



→ SOLUCIONES ALTERNATIVAS PARA ABSORBER LAS TRACCIONES DE LAS TORNAPUNTAS DE BASE:



→ SUSTITUCIÓN DE MUROS O PILARES:



Cuando se realiza el apeo con angulares, perfiles o tubos metálicos, se hace una estructura triangulada para evitar deformaciones. Cuando hay una familia o conjunto de tornapuntas próximos, es necesario arriostrarlos por triangulación para evitar su deformación, y hacer trabajar al conjunto de forma solidaria. (Fig. 29)

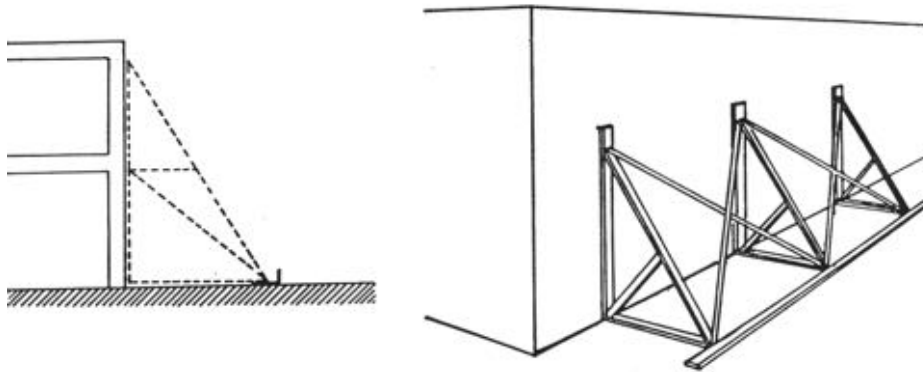


Fig 29: Estructura para evitar deformaciones

Cuando se hace apeo que sirve para contrarrestar dos empujes puros se llega a la composición horizontal. Se soluciona con elementos planos o espaciales, a esta disposición se denomina apeo a la romana. (Fig. 30)

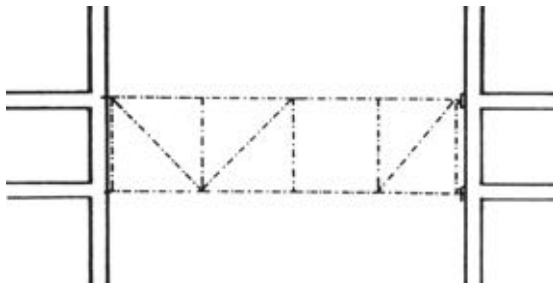


Fig 30: Apeo a la romana

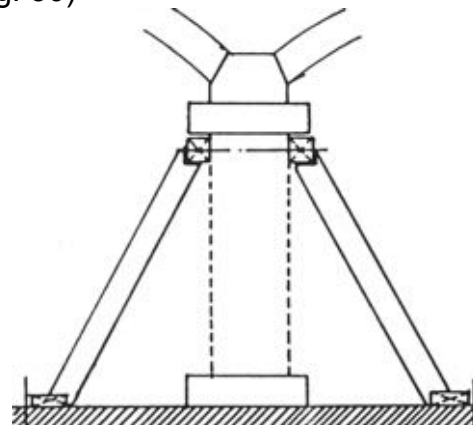


Fig 31: Apeo con collarines y carga al terreno

La sustitución de columnas o pilastras se realiza frecuentemente por “collarín y tornapuntas”, a veces los esfuerzos de tracción se contrarrestan con arriostramientos horizontales o con codales inferiores. (Figs. 31 y 32)

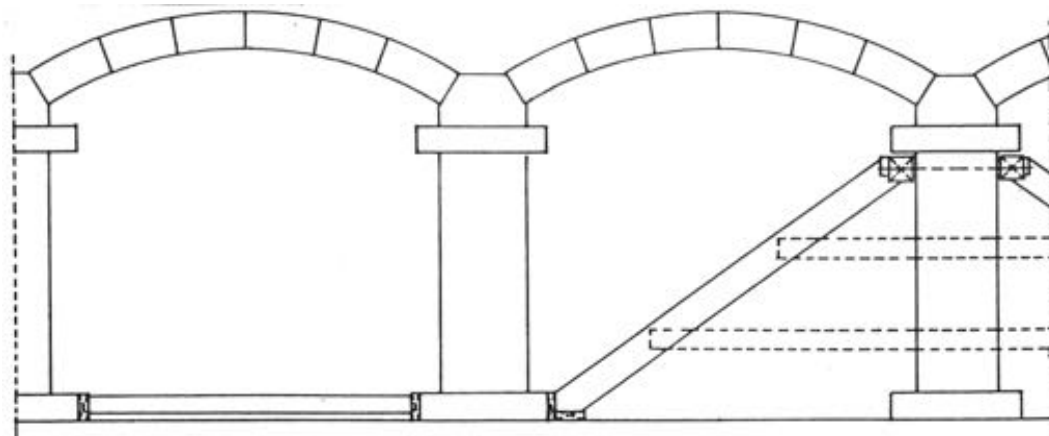
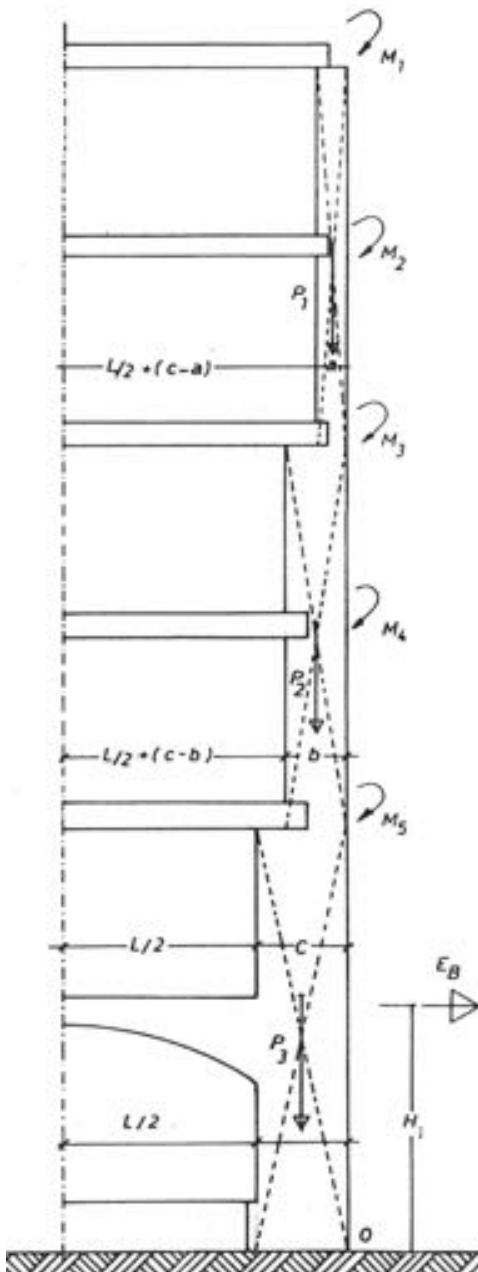


Fig 32: Apeo con collarines y tornapuntas con arriostramientos

4.4 VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD CONTRA LA ROTACIÓN.

Imaginemos un edificio entre medianerías (ver esquema) en el que se ha derribado el colindante, dándose la posibilidad de empuje a nivel de planta baja, por la existencia de un comercio con fuertes sobrecargas apoyando en una bóveda de cañón. El edificio es antiguo; con fábricas que van disminuyendo a medida que se elevan, las anchuras son:



En plantas 4 y 3 = a

En plantas 2 y 1 = b

En plantas baja y sótano = c

Las luces en baja y sótano es "L" pero a medida que nos elevamos aumentan por la disminución de los gruesos. Tomamos una anchura de 1,00 m., P_1 , P_2 y P_3 son los pesos de los muros, "q" el peso propio y sobrecarga de forjados. Tomamos momentos respecto al punto "O".

$$M_1 = P_1 \times a/2$$

$$M_2 = P_2 \times b/2$$

$$M_3 = P_3 \times c/2$$

Momentos debidos a los forjados respecto al punto "O":

$$m_3 + m_4 = 2 \times q \times \left(\frac{1}{2} \left(\frac{ele}{2} \right) + (c - b) \right) \times \frac{2b}{3}$$

$$m_1 + m_2 = 2 \times q \times \left(\frac{1}{2} \left(\frac{ele}{2} \right) + (c - a) \right) \times \frac{2a}{3}$$

$$m_5 = q \times \frac{1}{2} \left(\frac{ele}{2} \right) + \frac{2c}{3}$$

Entonces se tiene que verificar que:

$$\Sigma M_m + \Sigma M_f \leq E_B \times h_1$$

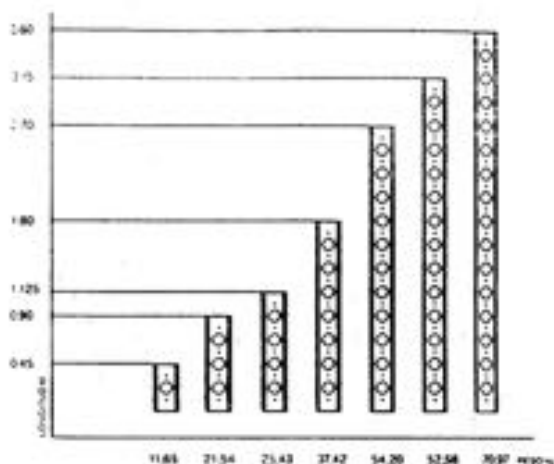
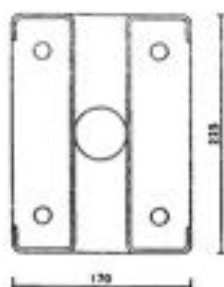
O sea, la suma de momentos de forjados y muros están equilibrados o son menores que el empuje E_B , respecto al punto "O". En caso contrario hay que apear.

4.5 SISTEMAS ACTUALES DE APEOS. APUNTALAMIENTOS Y RIGIDIZACIÓN.

En la actualidad. Los apeos clásicos realizados en madera, sobre todo en los casos en los que se ha realizado un estudio previo y una metodología adecuada al proceso de obra, están siendo sustituidos por elementos metálicos constituidos por módulos de vigas metálicas aligeradas (alveoladas), pero con una gran flexibilidad de unión, lo que permite por medio de piezas especiales adoptar cualquier solución tanto de apeo como de apuntalamiento.

En España, la firma SOLDIER ha introducido éste sistema en sus dos variantes: El SUPER-SLIM SOLDIER, y el MK-II, que se adaptan a cualquier tipo de diseño para apeo, y por ello no aparece condicionante alguno, salvo los propios de la obra.

VIGAS MK-II (SOLDIER)



COMPONENTES

Base Regulable roscada

Se coloca en cabeza de viga para la realización de Diagonales Reforzadas y Pies de carga para Apeos. Esta provisto de un husillo que regula de 150 a 450 mm.

Horquilla

Se coloca en la Base Reg. Roscada para la realización de apeos horizontales y verticales.

Base Fija

Se coloca en la Base Reg. Roscada para el apoyo plano de un pie vertical u horizontal.

Mariposa Dywidag

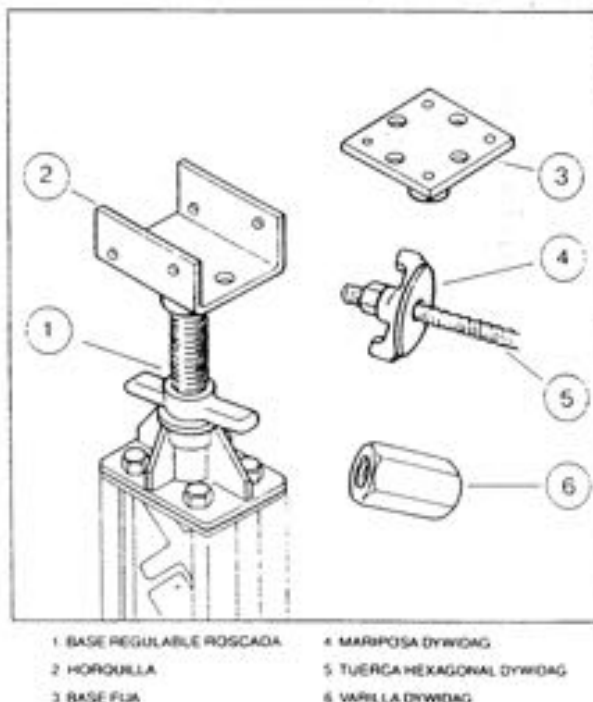
Elemento de apriete para la realización de atados con Varillas Dywidag.

Varillas Dywidag

Redondo de acero de alta resistencia de diámetro 15 mm. que se utiliza para la realización de atados y diagonalizados.

Tuerca Hexagonal Dywidag

Elemento de apriete para la realización de atados y diagonalizados.



Elementos del sistema (SOLDIER).

SUPER-SLIM COMO PUNTAL INCLINADO

Puntal Push-Pull con pala enlace final y placa pivote

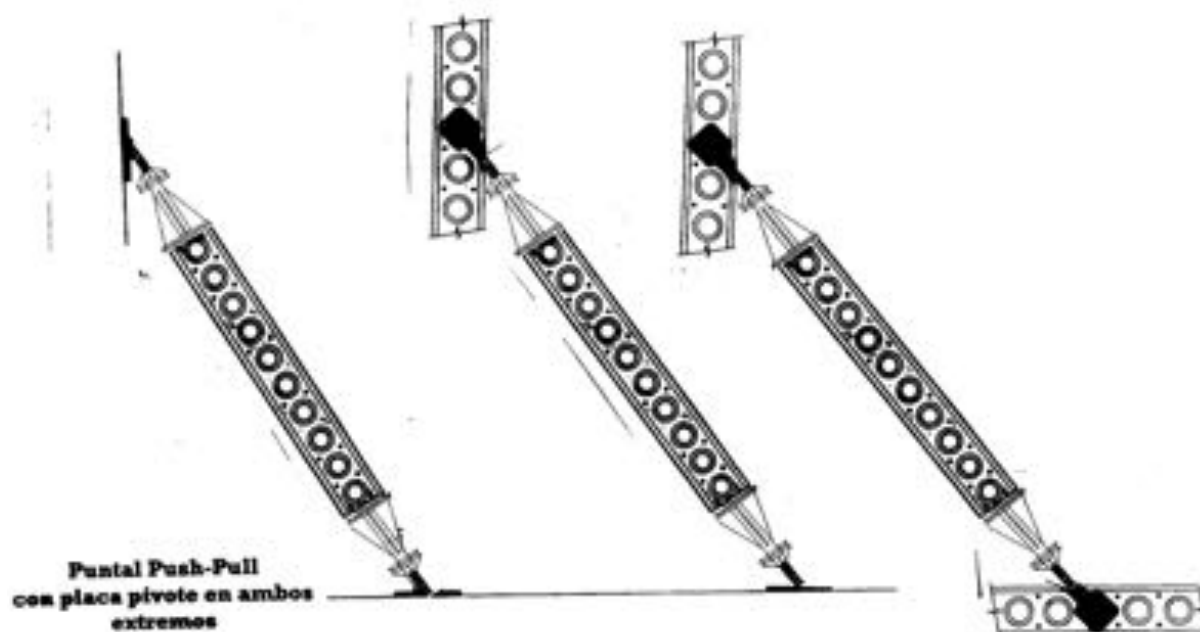
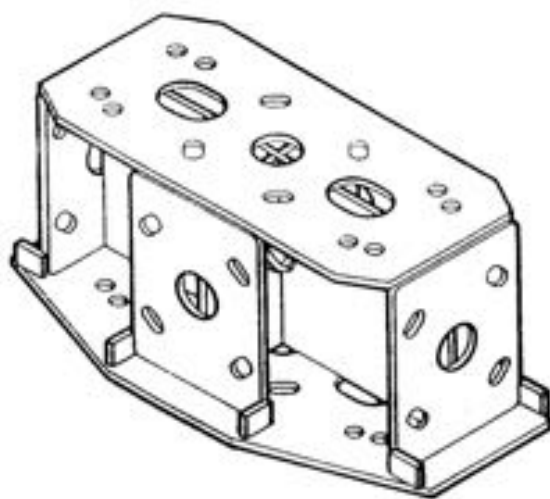


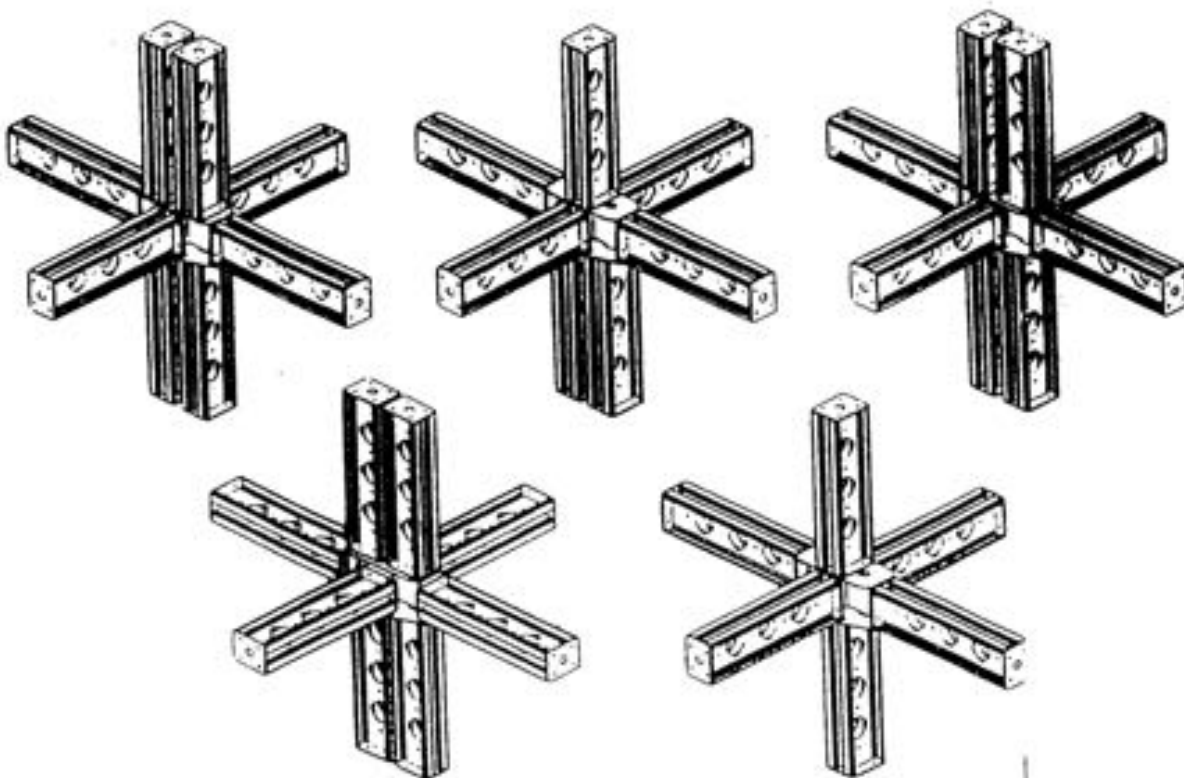
TABLA 1 - Componentes ensamblados para puntales Push-Pull con pala enlace final y placa pivote.

	Longitud puntal (L) en mm		Código 3406	Código 3407	Código 3408	Código 2305	Código 2306	Código 2307	Código 2308	Código 2309	Código 2310	Código 2311	Código 2312	Código 1759	Código 1807	Código 1802	Código 1804	Peso Kg
	(Dimensiones de trabajo)		5/5mm 95mm	5/5mm 540mm	5/5mm 730mm	5/5mm 800mm	5/5mm 800mm	5/5mm 800mm	5/5mm 800mm	Tubo pivote 5/5mm	Placa de enlace final 5/5mm	Placa de pivote 5/5mm (A)	Placa de pivote 5/5mm (B)	Form. con Luer MD4 x 110	Form. MD4 x 25 A.T.	Luer MD4 x 25	Luer MD4 x 25	
	MIN	MAX																
1	1168	1520	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	12	12	2	30.00
2	1348	1808	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	8	8	2	30.00
3	1708	2168	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	8	8	2	30.00
4	2068	2528	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	8	8	2	30.00
5	2428	2888	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	12	12	2	40.00
6	2788	3248	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	12	12	2	70.00
7	2968	3428	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	8	8	2	70.00
8	3328	3788	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	18	18	2	90.00
9	3688	4148	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	12	12	2	90.00
10	3868	4328	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	8	8	2	90.00
11	4228	4688	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	16	16	2	100.00
12	4588	5048	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	17	17	2	110.00
13	4948	5408	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	15	15	2	120.00
14	5308	5768	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	17	17	2	120.00
15	5668	6128	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	15	15	2	140.00
16	6028	6488	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	16	16	2	140.00
17	6388	6848	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	20	20	2	150.00
18	6748	7208	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	16	16	2	140.00
19	7108	7568	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	12	12	2	160.00
20	7468	7928	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	20	20	2	170.00
21	7828	8288	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	18	18	2	180.00
22	8188	8648	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	12	12	2	180.00
23	8548	9008	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	20	20	2	190.00
24	8908	9368	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	16	16	2	200.00
25	9268	9728	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	16	16	2	200.00



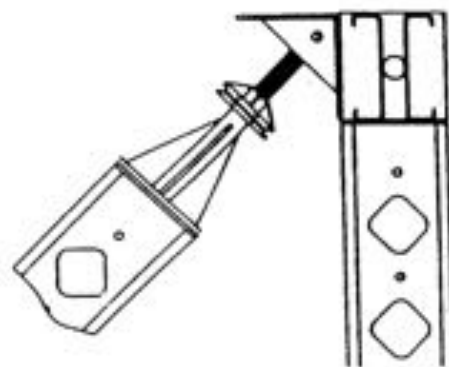
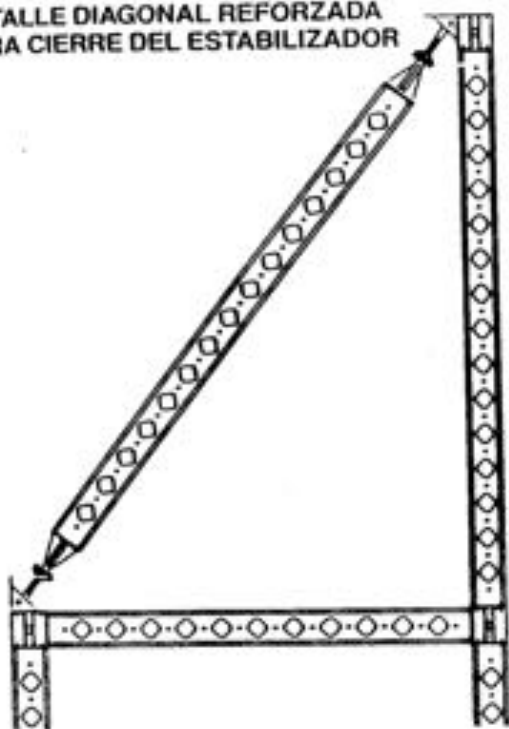
CAJA DE CONEXION
PESO 290 kg.

CONEXIONES MULTIPLES

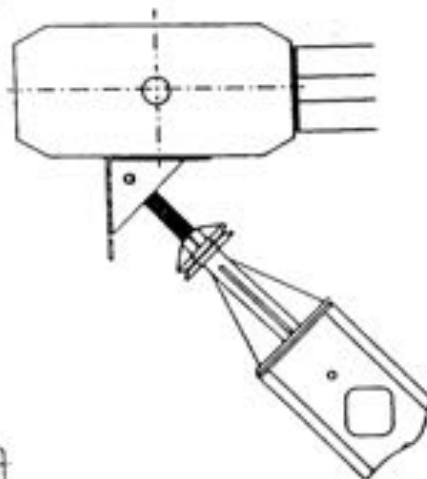
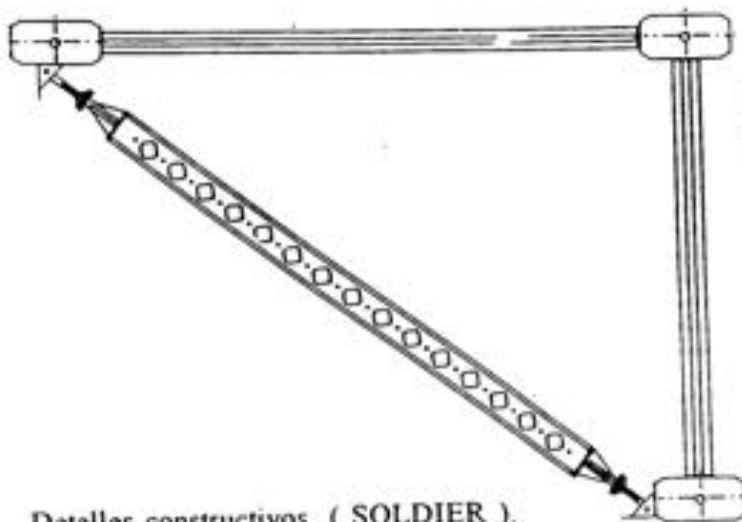


Conexiones (SOLDIER).

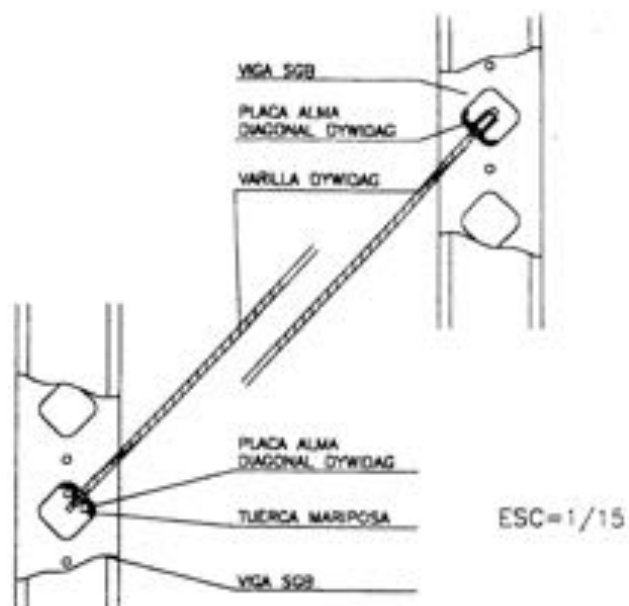
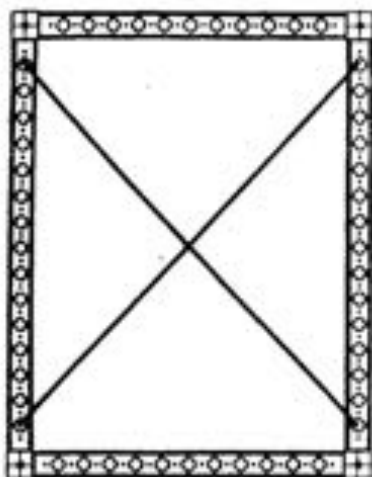
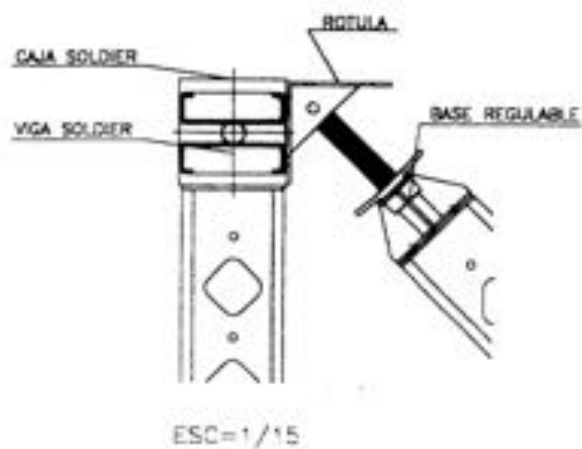
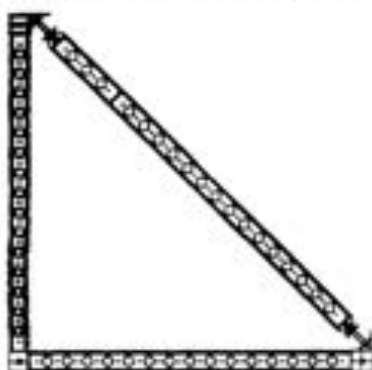
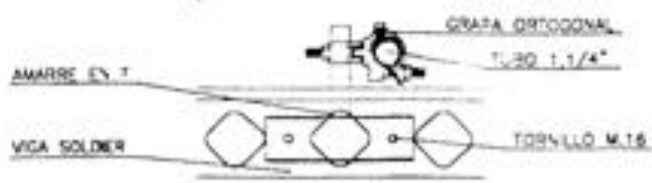
**DETALLE DIAGONAL REFORZADA
PARA CIERRE DEL ESTABILIZADOR**



**DETALLE DIAGONAL REFORZADA
PARA VUELOS HORIZONTALES**



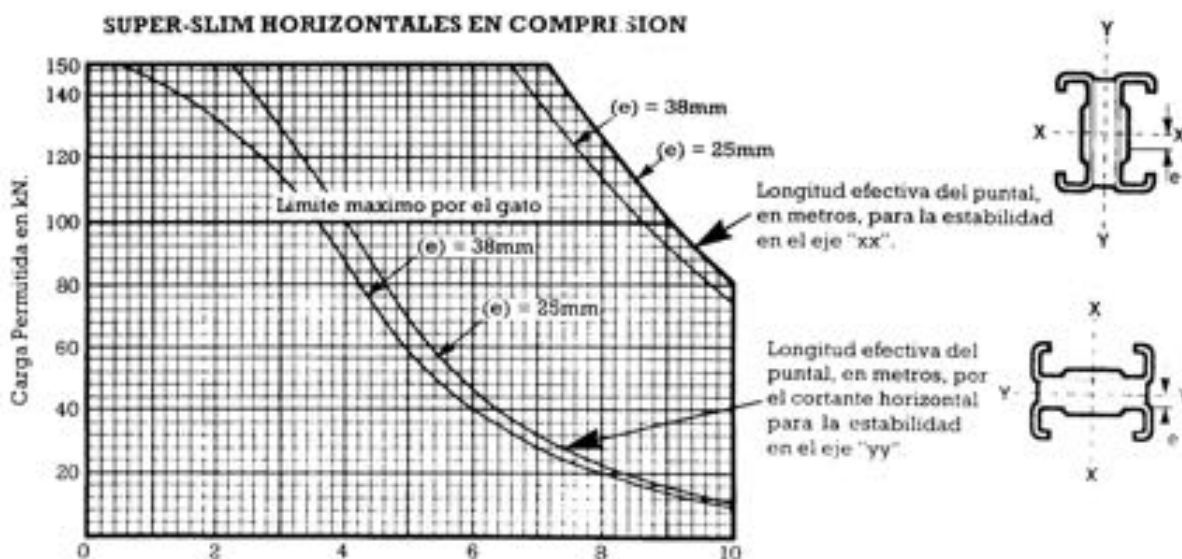
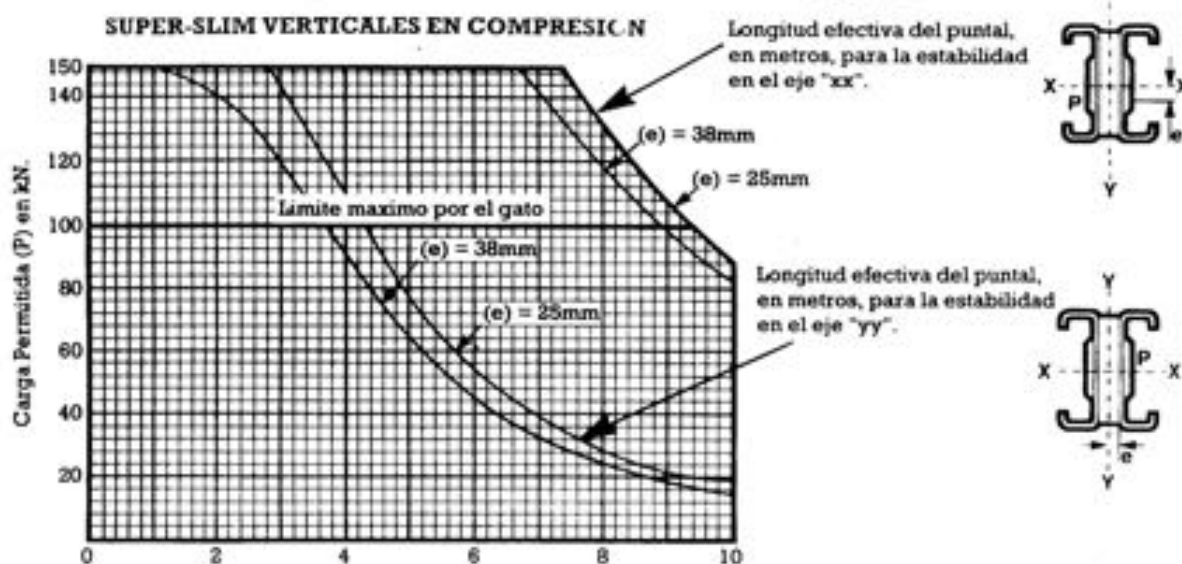
Detalles constructivos (SOLDIER).

DETALLE DE DIAGONALIZACION
DE LA ESTRUCTURADETALLE DE DIAGONAL REFORZADA
PARA CIERRE DE ESTABILIZADORDETALLE DE ATADO DE AMARRE EN T
CON TUBO DE 1,1/4" "

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS SISTEMA SUPER-SLIM

Cuando se utiliza como puntal, es importante que la estabilidad total del Slimshor sea comprobado en las dos direcciones "xx" e "yy".

- También se debe comprobar la longitud efectiva del puntal para la capacidad de carga requerida.



5 APERTURA DE HUECOS

5.1 APERTURA DE HUECOS EN MUROS y FACHADAS

Antes de entrar en esta cuestión, conviene centrarnos en la idea del “*EFFECTO ARCO*”; este fenómeno es un arco ideal que se produce de forma espontánea al fallar el cargadero de un hueco de fábrica, al abrir sin ninguna seguridad en un muro un paso, al fallar una cimentación corrida, etc. (Fig. 33)

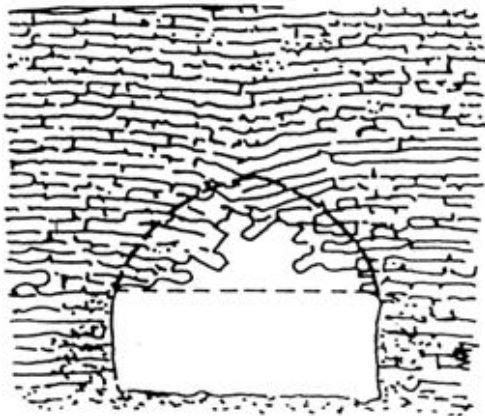


Fig 33: Efecto arco en una fábrica

En el dibujo adjunto lo tenemos: podemos incluso experimentarlo con un rejal de ladrillo en seco, en nuestra obra, si interrumpimos un rejal por el hueco “H” con dos tablones de jamba y otro de viga, atados a una sogá para tirar de este marco rápidamente, la fábrica no se caerá según la zona marcada entre “M” y “N”, sino que se caerá la zona existente desde el dintel hasta una parábola ideal (marcada por puntos), a partir de esta parábola y hacia arriba, el valor que adquieren las flechas es independiente de la altura del muro; aunque sí es función de la luz del hueco.

La zona rayada de la parábola es la que carga encima del dintel, pero se hace por consenso equivalente a un triángulo, como ejemplo es el caso de las denominadas “capuchinas” que se abren en las medianerías de las obras para subir material del solar o acopio contiguo. (Fig. 34)



Fig 34: Cargas que actúan para el efecto arco

La condición para que esto se cumpla es que debe tener estribo necesario capaz de absorber los empujes. El triángulo equivalente es equilátero, de lado la luz, y altura

$$L \frac{\sqrt{3}}{2} \quad (\text{para fábricas normales})$$

En las vigas que sirven de dinteles bajo paredes, sólo se computará el paso del muro comprendido en el triángulo teórico existente sobre la viga. (Fig. 35).

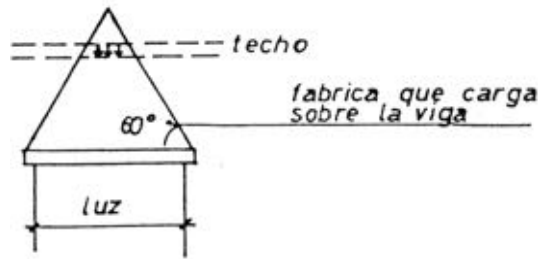


Fig 35: Porción del muro que se considera

Los forjados o cargas fuera del triángulo no se tienen en cuenta en obra de fábricas normales.

En el caso de cargas aisladas, laceras por ejemplo que vengán a caer del triángulo o próximas a él, puede hacerse una distribución de cargas como las de la figura siguiente: (Fig. 36)

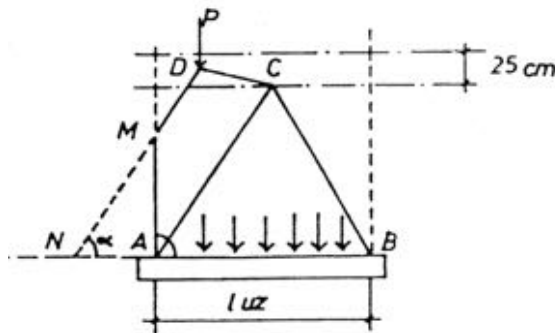


Fig 36: Distribución de cargas aisladas

Si las cargas aisladas caen fuera del triángulo de carga, sólo se tendrán en cuenta las que se encuentren en una franja horizontal trazada a 25 cm. del vértice del triángulo y que esté dentro de la prolongación vertical de las jambas.

O sea, el dintel hay que calcularlo con :

$$P + \triangle ABC + \nabla AMDC \quad \text{cada una en su posición relativa.}$$

Para que sea aplicable lo anterior se sobrentiende que a los lados y por encima de la viga puede crearse una especie de arco de descarga, "efecto arco", pero no habrá aperturas que lo perturben, y por supuesto es necesario la existencia de machones o estribos que permitan el proceso.

Ángulos para los distintos tipos de fábrica:

- Para fábricas en buenas condiciones de mortero de cemento (ladrillo, mampostería, bloques, etc.), el ángulo adoptado es de 60°.
- Para fábricas en malas condiciones, realizadas con morteros de cal, erosionado, fábricas esfoliadas, etc., el ángulo adoptado es de 75°.
- Para muros de hormigón en masa, masas ciclópeas, no hay uniformidad, estimándose en 45°.

Si existen huecos por encima de la zona afectada, en la que teóricamente la carga estaría afectada por el área ABC es preferible pasar a la zona señalada en el gráfico, en la figura 1 de la Fig. 37.

Cuando tenemos sucesiones de huecos en altura (frecuente con la existencia de balcones), entonces consideraremos no la carga del triángulo ABC sino el de la totalidad de la fábrica existente entre huecos (figura 2 de la Fig. 37)

En huecos de distinta luz, las líneas que limitan las zonas de cargas cortan a la jamba del hueco superior, en este caso, junto al punto "M"; la distancia hasta el dintel es "a", el cargadero inferior "ab" no estará afectado por la reacción superior "Q". (figura 3 de la Fig. 37). Si esto se cumple, hay que considerar la superficie delimitada por las líneas que une los extremos de los dinteles más bajo y más alto, es decir: ABCD.

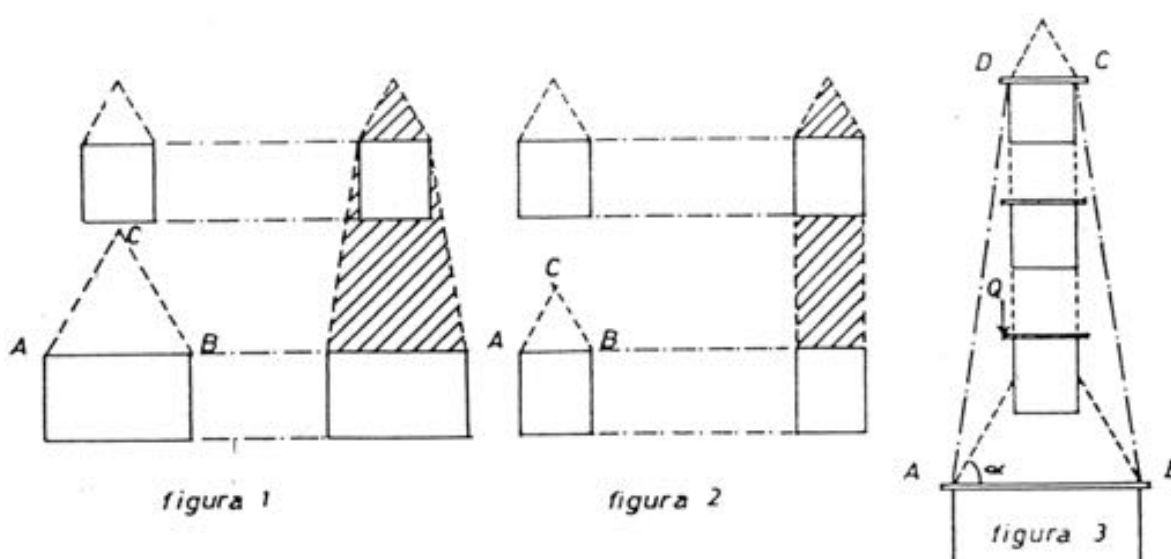


Fig 37: Influencia de los huecos en el efecto arco

Para poner un ejemplo práctico de evaluación de cargas, consideremos el caso de apertura de un local para tienda en planta baja; desde el dintel inferior trazamos el ángulo " α " que corta a la jamba superior en el punto "M", la carga en el apoyo "Q" del dintel superior, no influirá en el inferior si se cumple lo indicado en el apartado anterior.

Desde el dintel inmediato superior seguiremos trazando nuestro ángulo que cortará a la jamba de la tercera planta; continuaremos así hasta cerrar el diagrama tal como se indica en la figura.

Pero si hubiera caído en cualquier punto de la peana del hueco de la tercera planta, la línea de cierre no sería a partir del punto "F", sino que tendríamos que continuar desde el punto "T" hasta cerrar el gráfico. (Fig. 38)

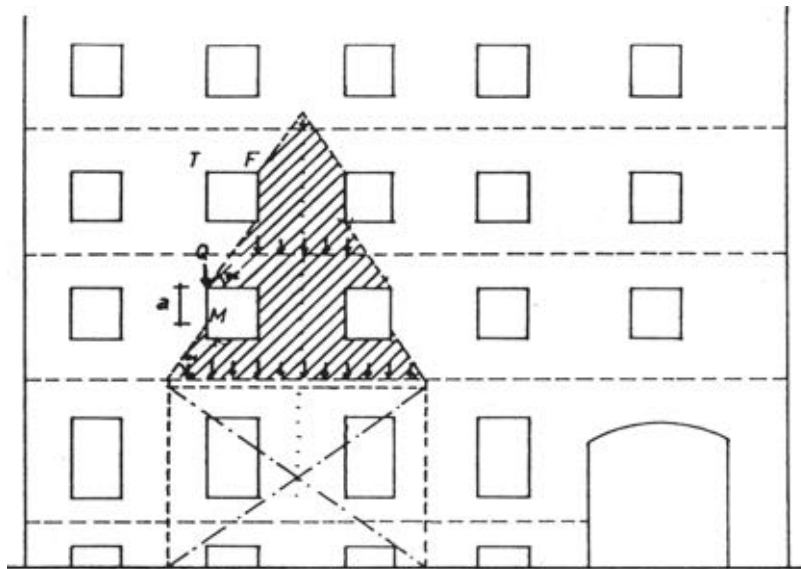


Fig 38: Caso práctico de apertura de hueco

Evidentemente sobre el dintel gravitará la parte del muro incluida dentro de la zona delimitada por las líneas trazadas con el ángulo correspondiente, más los forjados correspondientes (en las zonas afectadas).

Es típico en estos casos un esquema de cargas uniformes de cada forjado, en forma de escalera y una carga "P" aislada que corresponde al muro, pasando en definitiva a una carga triangular y una carga aislada. (Fig. 39) Una vez realizado todo este cálculo y haber dimensionado el cargadero a colocar, se puede proceder a la realización de las obras.

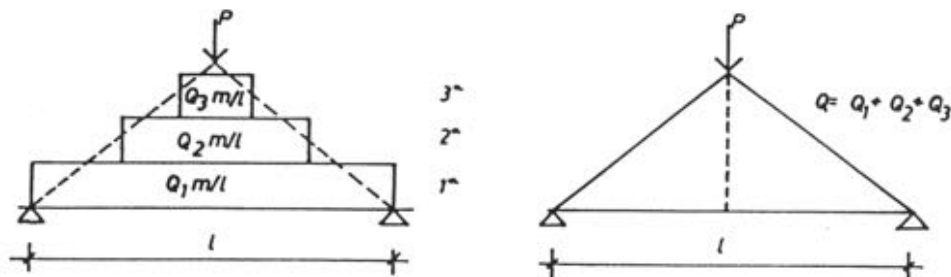


Fig 39: Gravitación de cargas

5.2 PROCESO DE EJECUCIÓN

En primer lugar hay que realizar el apeo y apuntalamiento de la parte afectada por las cargas transmitidas. Con las cargas obtenidas del proceso de cálculo se dimensionaría el apeo. También hay que proceder al recercado de los huecos de ventanas que están dentro de la parte afectada, a fin de darlos una mayor rigidez y evitar que pudieran tener pequeños desplazamientos o giros. Una vez realizado este proceso de apuntalamiento podríamos comenzar la obra en sí.

Si la obra se va a realizar con cargaderos metálicos, lo primero que hay que realizar son las cajas verticales dónde se van a introducir los soportes metálicos que transmitirán las cargas a la cimentación.

Generalmente, habrá que realizar un estudio de la cimentación del muro para comprobar el estado y capacidad del mismo. Si el caso lo requiere, se reforzará mediante dados de hormigón. No obstante, en el mejor de los casos, siempre habrá que preparar una placa de palastro para dar arranque al soporte.

Una vez colocados los soportes en su sitio se procederá a la apertura de la roza horizontal en la que se introducirá los cargaderos. Esta se realizará en dos fases: en la primera se abre hasta la mitad del espesor de la fábrica introduciéndose la viga metálica (cargadero) y se suelda a los soportes metálicos ya colocados. A continuación se acuña cada 50 ó 60 cm., mediante cuñas de acero, retacándose a continuación con un mortero expansivo a fin de asegurar el perfecto apoyo sobre la viga de la fábrica que queda por encima.

La segunda fase consiste en realizar la apertura de la roza por la otra parte del muro, es decir, abrir el resto del espesor de la fábrica que quedará de la primera fase; hay que realizarla por partes, a modo de bataches de unos 60 ó 70 cm. de longitud introduciendo según se van realizando, unos enanos que vayan transmitiendo las cargas; una vez realizada toda la roza se procede a quitar los enanos e introducir en ella, lo más rápido posible, la segunda viga que compondrá el cargadero, siguiendo un proceso idéntico al del cargadero colocado por la otra cara.

Previamente a la colocación de la segunda viga se colocan unos conectadores-separadores que vendrán preparados de taller, que tendrán la función de hacer trabajar las dos vigas de forma solidaria, formando un solo conjunto, (a veces esta operación se sustituye por cordones o puntos de soldadura). Cuando se estime que el mortero ha fraguado lo suficiente, se procederá a retirar los apeos por fases, de forma que todo vaya asentado homogéneamente. La última operación será el derribo de la fábrica que haya quedado por debajo del cargadero. (Fig. 40)

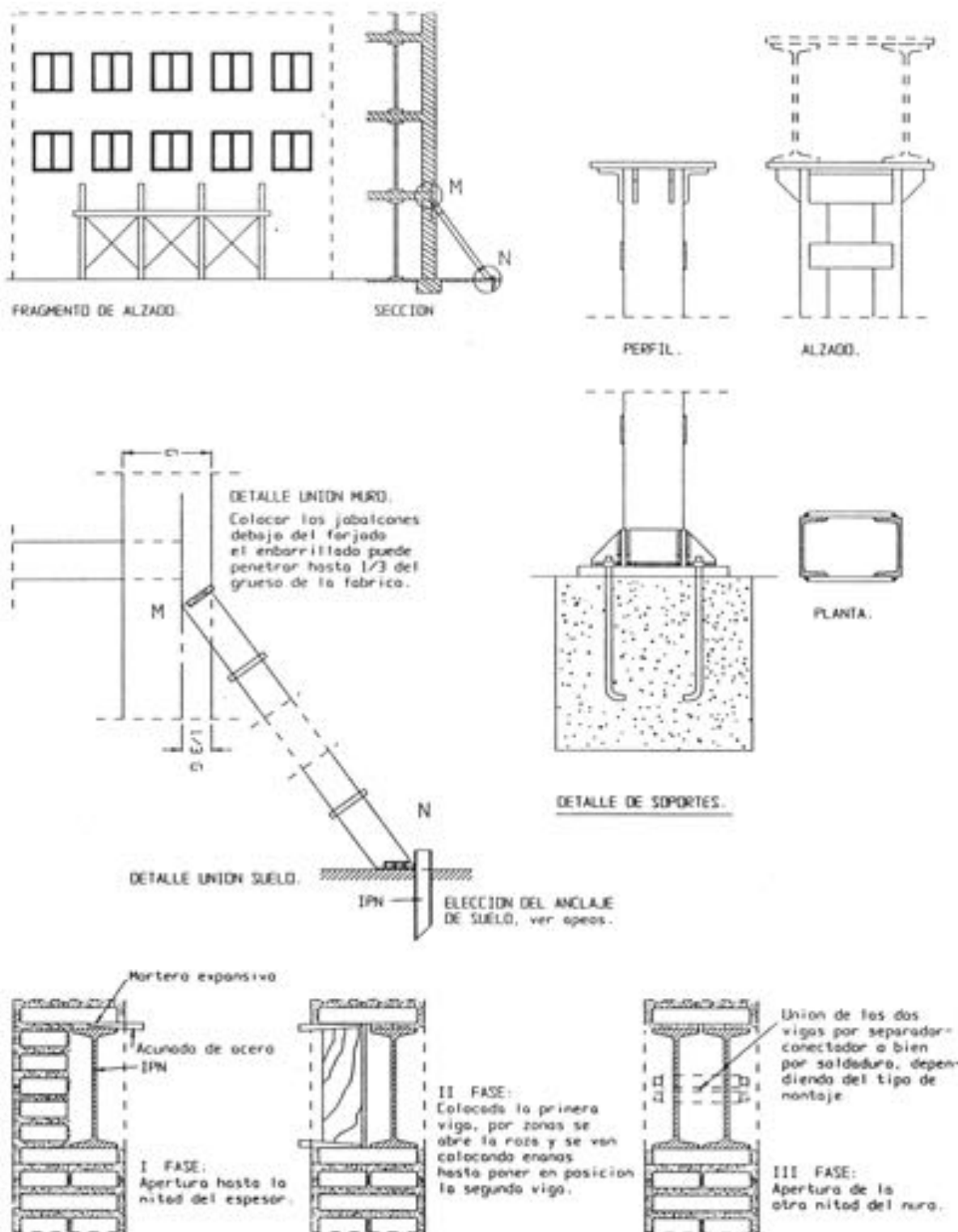


Fig 40: Proceso de apertura de hueco en planta baja

Cuando la obra se realiza con hormigón armado, hay que proceder de forma totalmente distinta. En primer lugar, y dando por supuesto, que como en el caso anterior debe estar la fábrica debidamente apuntalada y apeada, se procederá al derribo de la fábrica por partes, es decir, igual que si actuásemos por bataches de 50 a 70 cm. de longitud y colocando en ellos unos soportes o enanos metálicos

formados con dos perfiles en cajón que tienen la función de absorber y transmitir la carga a la cimentación. (Fig. 41)

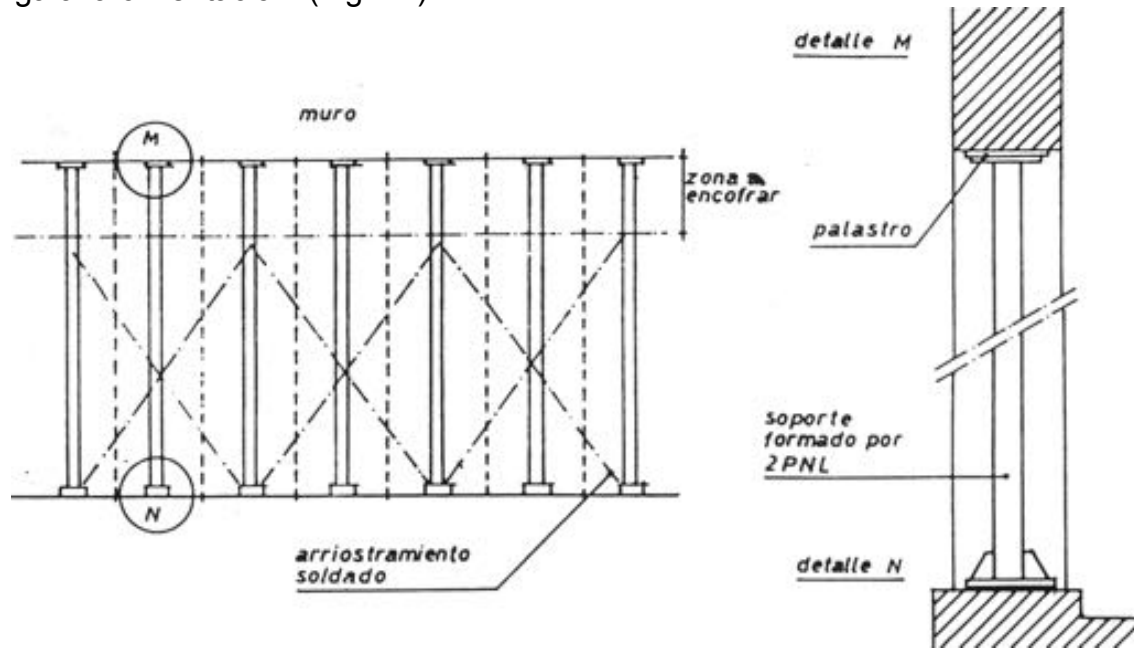


Fig 41: Apeo de muro con soportes metálicos

Una vez realizada la apertura total del hueco hay que proceder al montaje del encofrado, éste ha de realizarse también por fases: la primera consistirá en montar el fondillo y toda la estructura de éste, después se montará la armadura (que deberá realizarse sobre el fondillo, ya que los enanos metálicos estorbarían para la introducción de una armadura ya preparada en taller).

Realizada la colocación total de la armadura se procederá al montaje de los costeros, uno de éstos, deberá ir provisto de un bebedero por el que introduciremos el hormigón.

Cuando se estima que se ha producido el endurecimiento del hormigón, se puede proceder al desencofrado y retirada de apeos y puntales. En cuanto a los soportes que han quedado embebidos en el hormigón por la cara inferior de la viga serán cortados con soplete rematándolos posteriormente con cemento. (Fig. 42).

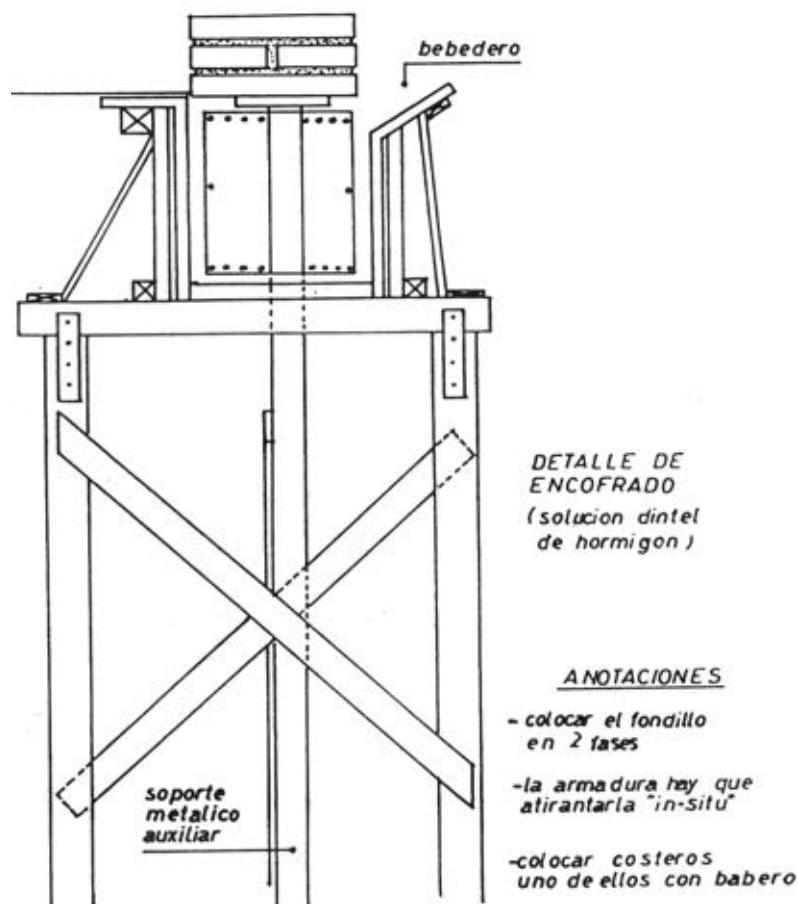


Fig 42: Colocación de cargadero de hormigón

Respecto al apoyo del cargadero de hormigón en la fábrica, se realiza reforzando ésta con un dado de hormigón, o simplemente, si el caso lo permite, preparando una cama con mortero antiretráctil.

Como última operación tanto en el caso de solución con cargadero metálico como de hormigón armado, es proceder a la organización de los acabados, que en cada caso se realizarán de modo distinto.

Otro procedimiento para la realización de cargaderos con hormigón es mediante la utilización de asnillas metálicas:

- Se hacen mechinales que atraviesan el muro por encima de la futura cara superior de la viga de hormigón.
- Se colocan asnillas metálicas con perfiles IPN, que se acúan y retacan con mortero expansivo.
- En los extremos de las asnillas se sueldan soportes metálicos arriostrados entre sí, y con apoyo corrido en el suelo.
- Se demuele la fábrica por debajo de estas asnillas hasta el nivel que ocupará el fondillo de la viga.

- Se encofra el fondillo, colocando las armaduras y posteriormente los costeros del encofrado en los que se dejará previsto al menos en uno de ellos bebederos para el vertido del hormigón.
- Se procede al hormigonado.
- Se desencofra y derriba el resto de la fábrica inferior hasta dejar diáfano el hueco.
- Se procede a la retirada de las asnillas cortando los perfiles a ras del muro. (Fig. 43)

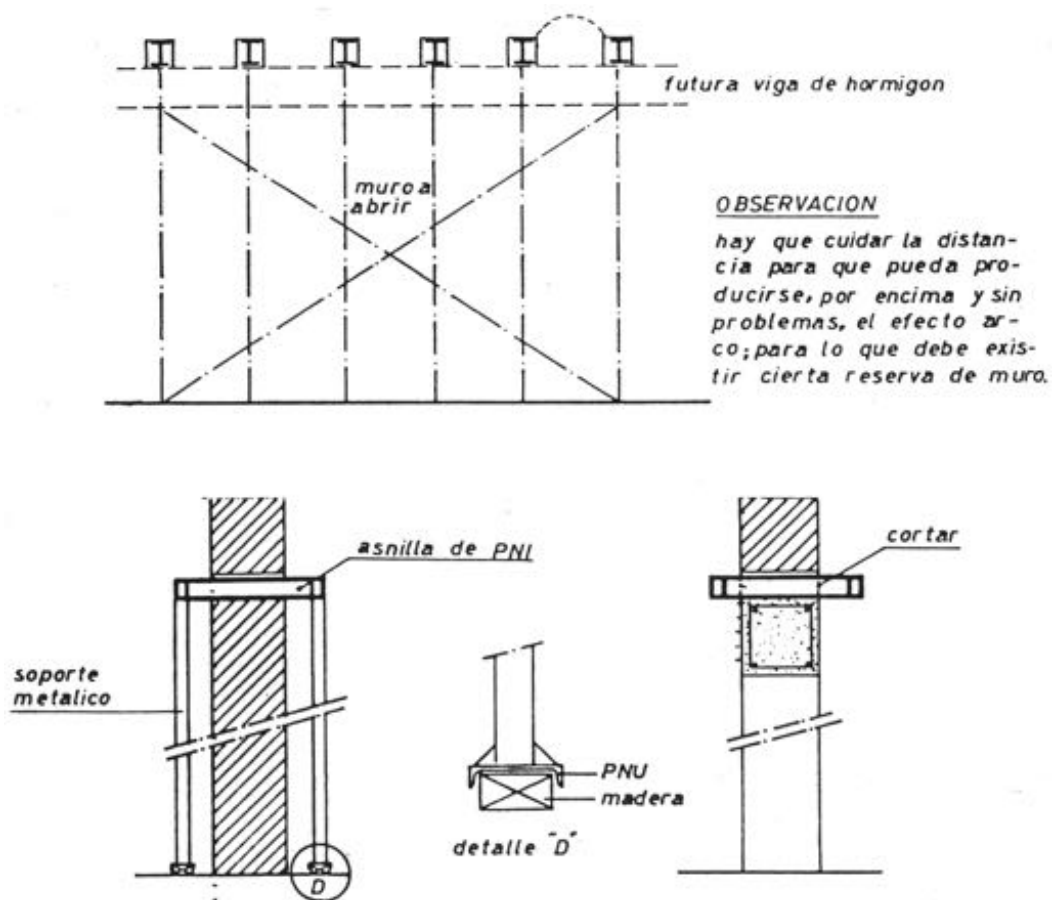
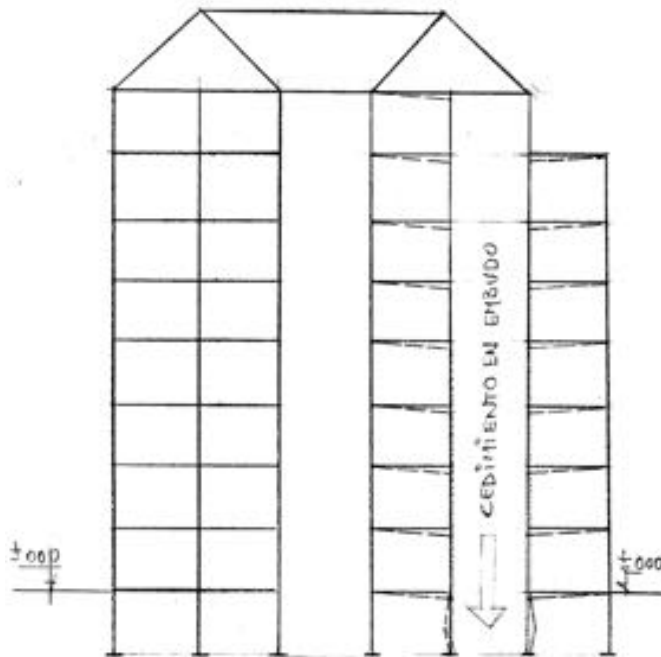


Fig 43: Apeo de muro por asnillas

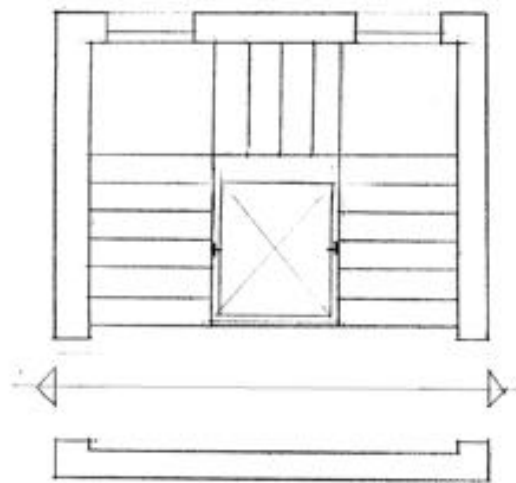
6 HUNDIMIENTO EN EMBUDO

Es muy frecuente el fenómeno de hundimiento en embudo que se suele producir cuando existe una concentración de esfuerzos verticales en áreas relativamente pequeñas, como es el caso de patios, cajas de escalera o ascensores, etc.

Las causas directas pueden ser los fallos de cimentación o bien la compresión de muros en las plantas inferiores (ver figura).



Sección de edificio con cedimiento en embudo por fallo a compresión de la fábrica inferior



Sección horizontal de la caja de escalera del edificio

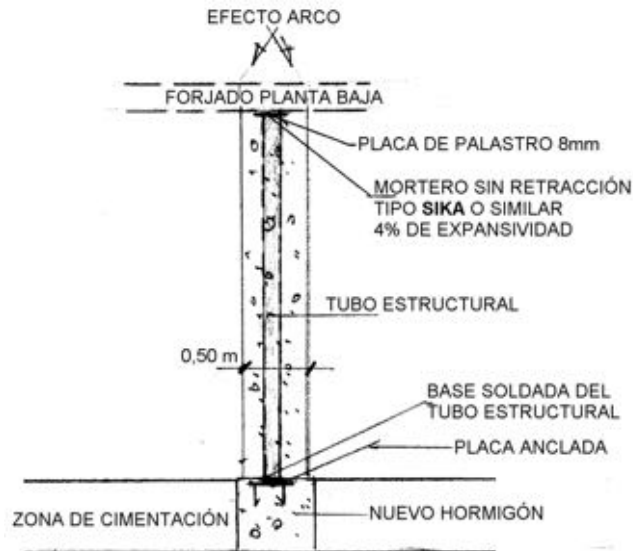
Un buen procedimiento es la combinación de apuntalamientos perdidos y bataches.



Proceso de bataches en el muro hasta completar todo el perímetro dejando las esquinas para el final

Se trata de ir abriendo rozas estrechas en todo el ancho del muro (bataches A1, A2 y A3 de la figura) para proceder a realizar un sector de zanja de cimentación en la que se ancla una placa, y sobre la que se suelda un tubo estructural con base, que a su vez se acuña en la parte superior (cuña metálica) y se rellena con un mortero expansivo del 4%.

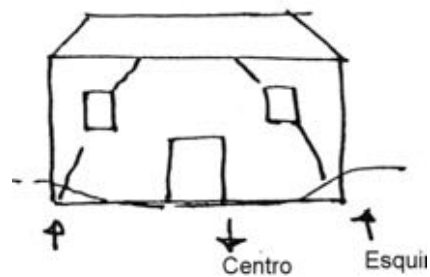
Inmediatamente después, se encofra el batache dejando el puntal metálico en su interior y perdido. (ver croquis de detalle).



Detalle de batache de muro

A continuación se procederá a realizar nuevos bataches siguiendo el mismo procedimiento (ver croquis), y así se cerraría todo el perímetro, dejando las esquinas para el túnel.

Se trata de un método muy eficaz con el que se puede resolver de forma económica y sencilla un fenómeno de patología muy frecuente.

TOMO 1**CAPITULO IV****PATOLOGÍA DE LAS CIMENTACIONES**

CAPITULO IV

PATOLOGÍA DE LAS CIMENTACIONES

Ildefonso Torreño Gómez

Indice:

1. PATOLOGÍA DE LAS CIMENTACIONES: INTRODUCCIÓN	110
2. CONCEPTOS GENERALES DE MECÁNICA DE SUELO.....	112
2.1 Criterios que influyen en el dimensionado de las cimentaciones	
2.1.1 Introducción	
2.1.2 El terreno de cimentación. Tipos de suelo	
2.2 Determinación de la capacidad portante de un suelo	
2.2.1 Introducción	
2.2.2 Distribución de presiones en el plano de la cimentación	
2.2.3 Distribución de presiones en el terreno	
3. CAUSAS DE LOS FALLOS PRODUCIDOS EN LAS CIMENTACIONES	133
3.1 Daños producidos por desconocimiento del terreno	
3.2 Daños producidos por el agua	
3.3 Cimentaciones en suelos expansivos	
3.4 Cimentaciones en suelos colapsables	
3.5 Daños producidos por las heladas	
3.6 Cimentaciones en suelos inestables	
3.7 Cimentaciones en terrenos con materia orgánica	
3.8 Cimentaciones en terrenos agresivos al hormigón	
3.9 Patología debida a excavaciones y ejecución de sótanos	
3.10 Patología debida a excavaciones y ejecución de sótanos	
3.11 Errores de ejecución	
ANEXO 1: Recomendaciones contratación de Estudio Geotécnico	147

1 PATOLOGÍA DE LAS CIMENTACIONES: INTRODUCCIÓN

Una de las causas más frecuentes que en nuestro país ocasiona fallos en la cimentación, es el diseño de cimentaciones inadecuadas, debido a la falta de informe geotécnico, estar éste mal interpretado o ser inadecuado e insuficiente para el tipo de terreno y edificio que se va a construir.

El informe geotécnico debe encargarse, facilitando, si es posible, el tipo de edificación a realizar: alturas, orden de magnitud de las cargas a nivel de cimentación, etc., indicando todos los antecedentes posibles que permitan elegir el número de sondeos, ensayos y pruebas de laboratorio que sean necesarias realizar con el objeto de que el informe nos determine; las cimentaciones alternativas adecuadas, profundidad del estrato resistente, asientos, precauciones a tener en cuenta en la ejecución de la cimentación, agresividad del terreno y el agua freática, cota del nivel freático si existe, la evaluación de las propiedades geotécnicas, así como la formación geológica y estratigrafía del terreno, etc.

Existe una publicación del INCE (RTA) denominada Estudios Geotécnicos que desarrolla unas recomendaciones Técnico-Administrativas para la contratación de un Informe Geotécnico. Anexo nº 1.

Con esta información se puede realizar el diseño de una cimentación, sin olvidar que además de las características técnicas del terreno y de la que imponga el edificio, se han de tener en cuenta los factores económicos y las interacciones que plantean las edificaciones próximas. En el esquema que se adjunta, se analiza el esquema de decisiones a tener en cuenta para el diseño correcto de una cimentación. Anexo 2.

En definitiva la patología de las cimentaciones se produce por causas imputables a la propia cimentación y al suelo sobre el que se asienta y también como consecuencia de efectos o causas inducidas de edificaciones próximas.

Tanto en unas causas como en otras se produce una deformación del suelo, que produce movimientos horizontales, verticales, giros y hundimientos que se transmiten a los elementos estructurales, y en función de los valores absoluto y relativo de estos movimientos, así como del estado de conservación y rigidez del sistema estructural del edificio, puede producir desde una fisuración inapreciable en tabiquería hasta la ruina estructural del edificio afectado.

Sobre la morfología de las grietas no se indica nada en ésta conferencia por ser tratado ampliamente en otra parte del curso.

Las causas inducidas por las edificaciones próximas, provienen de que el terreno es un medio continuo, de manera que cualquier alteración del estado de tensiones inicial, producida por el edificio no solo afectan a los límites del solar donde se ejecuta la obra, sino que afecta a una zona de influencia situada alrededor de la misma, y a veces bastante lejana como es el caso de apertura de túneles, galerías de servicios, etc.

Los efectos pueden provenir por transmisión directa de cargas debidas a cimentaciones próximas, como ocurre en suelos arcillosos blandos, granulares flojos, rellenos o terrenos aún no consolidados a los que se transmitan las cargas de la cimentación directamente (ejemplo, una cimentación por losa), o bien por mecanismos más complejos como puede ser las variaciones en el nivel freático, que pueden producir socavaciones, colapsos en terrenos permeables y variaciones de los límites de Atterberg en suelos arcillosos, disminuyendo su capacidad portante y facilitando la expansividad en terrenos arcillosos.

2 CONCEPTOS GENERALES DE MECÁNICA DE SUELO

2.1 CRITERIOS QUE INFLUYEN EN EL DIMENSIONADO DE LAS CIMENTACIONES DE ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN.

2.1.1. Introducción.

La cimentación de un edificio, es la encargada de transmitir las solicitaciones de su estructura al terreno. Actúa como medio de transición y de contacto entre estos dos medios distintos (estructura y terreno) y ha de tener la capacidad perdurable de amortiguar propiedades antitéticas entre ambos medios.

El cimiento *"parte del edificio que está debajo de la tierra y sobre el que estriba toda la fabrica"*, es un elemento constructivo que permanece habitualmente oculto, no influyendo en los aspectos estéticos, y de diseño del edificio, a veces sí en los funcionales del mismo y tiene como misión: *recibir los esfuerzos de la estructura y transmitirlos al terreno. Garantizando que la deformación del suelo y la deformabilidad de la estructura sean compatibles.* Así, en una de las propiedades más características antitéticas, entre estructuras y suelo, la cimentación debe amortiguar en lo posible los posibles asentos. Debido a las diferentes características entre la resistencia de la estructura y la del suelo, el cimiento deberá tener la suficiente rigidez y superficie para actuar como elemento valido de transición.

Así pues en el dimensionado de un cimiento tendremos, por encima de condicionantes funcionales y económicos, dos condicionantes fundamentales intrínsecos al sistema suelo-estructura:

A.- Condicionantes que impone el terreno:

- Características y parámetros extrínsecos e intrínsecos del terreno.
- Profundidad a la que se encuentra el estrato resistente.
- Capacidad y homogeneidad de asiento del estrato de apoyo
- Situación, tipo y variaciones del nivel freático.
- Cotas de socavaciones debidas a corrientes subterráneos.
- Heladicidad y variaciones de humedad en las capas superficiales.
- Condiciones debidas a las características específicas de terrenos difíciles: Rellenos artificiales, suelos con materia orgánica, colapsables, suelos especialmente expansivos, laderas inestables, zonas de subsidencia, zonas mineras, zonas sísmicas, etc.
- Condiciones derivadas de las condiciones especiales existentes en el terreno: Agresividad del terreno y del agua.

B. Condicionantes que impone la estructura:

- Cuantía, forma de aplicación (dinámica, gradual en el tiempo, instantánea) y dirección (verticales, horizontales, inclinadas) de las cargas transmitidas.

- Capacidad de asiento diferencial total entre elementos estructurales (capacidad de desplazamiento vertical, antes de producirse la rotura por flexión). Dependerá de la rigidez estructural y del uso de la edificación.
- Influencia de estructuras próximas.

A.- Condicionantes que impone el terreno:

A.1. Un análisis somero de estas condiciones, nos indica que **la profundidad a la que se encuentre el estrato resistente**, determinara, en la mayoría de los casos, la tipología de la cimentación a ejecutar.

- **Cimentación por zapatas.** Es la solución tradicional, para edificaciones hasta 10 plantas, en suelos normales, con cohesión suficiente para mantener la excavación y sin afluencia de agua, con resistencias medias-altas (presiones de 1 a 3 Kp/cm²). Sin estratos intermedios de zonas blandas, bajo la zona de influencia del bulbo de presiones que transmite la cimentación y sin zonas afectadas por superposición de presiones de zapatas adyacentes.

Para edificaciones de poca altura y muros de carga las cimentaciones de zapatas corridas, son frecuentes, mejorándose con el armado de las mismas su capacidad frente asientos diferenciales. Las zapatas aisladas rígidas, de canto constante, se suelen arriostrar para homogenizar los asientos, mediante el empleo de riostras que deben ser lo suficientemente rígidas para que puedan cumplir su misión.

- **Cimentación por losas.** Cuando el terreno tiene una capacidad portante media baja (Tensión admisible = 1- 1,5 > Kp/cm²), y las cargas pueden ser importantes, es una solución frecuente. También se utiliza cuando la disposición de la superficie de las zapatas ocupan del orden del 50% de la planta del edificio.

Si se desea reducir asientos diferenciales en terrenos erráticos o heterogéneos sí se requiere ejecutar un sótano en terrenos bajo el nivel freático o cuando se intenta obtener una mejora de la presión de trabajo del terreno, compensando la excavación del terreno para construir un sótano, es frecuente acudir a las cimentaciones con losa, debiéndose contemplar y estudiar la influencia del amplio y profundo bulbo de presiones bajo la losa. Por lo que no es aconsejable su ejecución en edificios entre medianeras. Es una solución costosa, que se debe de estudiar comparativamente con el empleo de pilotes, en su doble vertiente económica y técnica.

- **Cimentaciones semiprofundas.** Cuando el terreno de cimentación se encuentra entre 3 y 6 metros, y las características de la obra no requiere la cimentación por pilotes, se suelen utilizar cimentaciones mediante pozos, recreciendo el terreno y cimentando sobre el recrecido. Es un sistema, que permite la absorción de empujes horizontales y plantea ciertos problemas de seguridad y agotamiento en terrenos con afluencia de agua.

- **Cimentaciones profundas por pilotaje.** Se utiliza cuando el firme se encuentra a una profundidad mayor de 5 metros, y las cargas son importantes. Cuando se quieren limitar asientos en el edificio y la permeabilidad del terreno impiden la ejecución de las cimentaciones superficiales. En éste tipo de cimentación, el rozamiento del fuste del pilote con el terreno, actuará positivamente en la adsorción de las cargas que transmite la estructura.
- **Otros tipos de Cimentación.** Zapilotes, pilote corto con base ensanchada. Pilotes con bulbos ensanchados a lo largo del fuste. Losa sobre pilotes flotantes. Emparrillados sobre pozos de cimentación y diversas combinaciones de tipos de cimentación, que se aplican a cada caso concreto.

A.2 La capacidad de asentamiento del estrato resistente de apoyo a la cimentación. Dependerá de la heterogeneidad del terreno y de las circunstancias en que se encuentre. Así un suelo coherente saturado, puede responder bien a las cargas que sobre él se le apliquen y sin embargo puede tener importantes deformaciones verticales, cuando por la acción de las cargas que transmite la cimentación al terreno, se produzca una expulsión del agua y por tanto una disminución de volumen del suelo, al consolidarse el terreno. Otras veces, el perfil litológico del terreno, presentan estratos de diversa formación, naturaleza y propiedades geotécnicas. Si las capas tienen una resistencia creciente con la profundidad, no suele presentarse ningún problema. Sin embargo cuando no se mejora la mayor capacidad portante a mayor profundidad, por existir capas blandas deformables interpuestas con otras de mayor capacidad portante, habrá que estudiar y dimensionar la cimentación no por las tensiones de contacto sino por la distribución de tensiones por debajo de la misma, hasta una profundidad mínima de 1,5 veces el ancho de la superficie de la cimentación superficial.

Otro aspecto a tener en cuenta en la capacidad de asiento del terreno, es la superposición de tensiones, cuando existen zapatas próximas, losas, y zapatas de medianería de cargas dispares. En el caso de cimentación por pilotes, la influencia de capas blandas erráticas, puede hacer variar la capacidad resistente de varios pilotes, la aparición de empujes horizontales y rozamiento negativo en éste tipo de cimentación se tendrá que estudiar y considerarlos constructivamente.

Cuando aparezcan estratos de costras o rocas de alta resistencia, difíciles de penetrar y de pequeña potencia, habrá que valorar su espesor y las características geotécnicas de las capas que se encuentren por debajo, para evitar, en el caso de que existan capas blandas, su rotura por punzonamiento. Caso típicos de suelos muy carbonatados (Triciclo del ensanche de Barcelona).

A.3 Las variaciones del nivel freático, como consecuencia del régimen de lluvias, rotura de canalizaciones, apertura de zonas verdes, construcción de sótanos, bombeos, etc, tienen una influencia notable en las condiciones y características mecánicas de los suelos y por supuesto en las estructuras que se apoyan en él. Su influencia dependerá de la naturaleza del terreno y de su permeabilidad, traducéndose de forma directa en empujes de tipo hidrostático sobre muros y losas y subpresiones en las cimentaciones.

A.4 Heladicidad y humedad en las capas superficiales.

- En **suelos arenosos**, el aumento de humedad se puede traducir en una disminución de resistencia al corte, y al lavado y disolución de sales que actúan como matriz cementante y además a la disminución y anulación de la tensión superficial que tiende a unir y cohesionar los granos de éste tipo de suelo. Por este motivo, debido a su fuerte permeabilidad, en éste tipo de suelos se debe evitar cimentar por debajo del nivel freático, y cuando sea menester por la presencia de sótanos, se deberán realizar pantallas, establecer un agotamiento de agua, con sus correspondientes precauciones de para evitar el sifonamiento.

En todo caso, deberá realizarse un estudio que ponga de manifiesto las variaciones del nivel freático, de manera que la cimentación se coloque por encima del nivel máximo posible o a ras del nivel más deprimido. Para evitar asientos bruscos o colapsos, tanto más fáciles cuanto más flojo este el terreno en su estado original antes de se inundado.

- En **terrenos arcillosos**, la presencia de agua disminuye su cohesión. Sí el terreno es arcilloso blando, el terreno al estar saturado, tendrá una resistencia baja y presentará problemas en la estabilidad de excavaciones y taludes, debiéndose tener en cuenta la presión intersticial en el cálculo de muros y pantallas de contención. El levantamiento de los fondos de la excavación pueden producir giros y asientos importante, que habrá que contener en consideración.

Cuando las arcillas son terciarias, suelen ser terrenos muy consolidados y duros, con un alto índice de plasticidad, fácilmente alterable por la presencia del nivel freático, variando drásticamente las características mecánicas de éste tipo de terrenos. Su presencia se manifiesta por pequeños caudales de agua que se filtran por lisos y fisuras y por la plasticidad de la arcilla. Se aconseja cimentar por encima o por debajo de la zona de oscilación del nivel freático, que marca una zona de menor resistencia.

En el caso de arcillas de alto índice de plasticidad, es conveniente que no varíe el grado de humedad, por lo que cuanto más próximo al nivel freático se encuentre mejor, porque habrá una menor disminución de volumen, debiéndose valorar la pérdida de resistencia del terreno.

La cimentación deberá de superar la **cota de socavaciones del terreno** como consecuencia de corrientes de agua.

- También deberá de superar la cota de cimentación la profundidad de **la cota de heladicidad**, que en España se puede considerar en 70 centímetros, a partir del terreno natural. El agua, puede saturar el terreno, por filtración o por capilaridad, y ante una helada aumentar su volumen, pudiendo provocar empujes laterales y levantamiento de la cimentación.

A.5 Condiciones debidas a las características de los terrenos.

- **La cimentación en rellenos**, presenta siempre problemas derivados en asientos y empujes laterales, afectando seriamente a los pilotes (rozamiento negativo). Siendo aconsejable la sustitución del terreno, efectuar mejora del relleno mediante inyecciones, mediante compactación de tipo dinámico, vibroflotación, etc, y en todo caso efectuar cimentaciones mediante losas suficientemente rígidas, o mediante pilotes a rotación, o micropilotes. Cuando el relleno artificial, se ha realizado con materiales adecuados, arena o materiales granulares, se ha compactado, por tongadas de 30 cm., controladas al 100% del Proctor Normal, haciéndose controles de densidad y humedades, se pueden obtener presiones de trabajos de hasta $2,5 \text{ Kp/cm}^2$. Planteándose una cimentación por losas o pilotes, cuidando que el terreno se proteja de inundaciones que puedan saturar el terreno y producir asientos. Por lo que se debe de cuidar la red de saneamiento y evitar la entrada de aguas pluviales.
- En **suelos colapsables** de tipo eólico, limos yesíferos, loess, se deben de tomar precauciones ante la presencia de agua, porque sufren asientos instantáneos de gran importancia. Se debe de aumentar el coeficiente de seguridad de la tensión de hundimiento y evitar las inundaciones accidentales. En suelos con materia orgánica, turbas, restos vegetales, debido a su gran deformabilidad, por descomposición de la materia orgánica, dará lugar a asientos importantes, por lo que no es aconsejable cimentar sobre ellos.
- Los **terrenos yesíferos de tipo Kársticos**, presentan problemas de cimentación, debido fundamentalmente al reconocimiento de éstos terrenos y la determinación de las galerías disueltas por el agua. Otros terrenos que presentan dificultades especiales para la cimentación son aquellos afectados por el **desplazamiento de laderas** y los **fenómenos de subsidencia**, asentamientos de terrenos, que afectan a grandes áreas. Son originadas por las actividades humanas, tales como excavaciones mineras, aperturas de túneles, etc. La cimentación en éste tipo de terrenos se debe de estudiar puntualmente.
- Las condiciones químicas del terreno, pueden afectar al diseño de las cimentaciones, debido a su agresividad a los materiales utilizados en la cimentación. Así existen **terrenos agresivos al hormigón**, con un contenido importante de sales, sulfatos o magnesio, que en presencia de agua, y debido a las características de permeabilidad del terreno atacan al hormigón. El problema esta resuelto, una vez determinado la agresividad el terreno y las características del nivel freático, que sea extático o dinámico, mediante cementos especiales, revestimientos especiales. (Plásticos, metálicos, cerámicos, etc.).

B. Condicionantes que impone la estructura:

Las cargas que transmita la estructura a la cimentación, su forma y dirección, determinará la superficie necesaria de la cimentación, de manera que esta no solicite al macizo resultante de esfuerzos superiores a los que pueda absorber por cortante y que la respuesta de esta sea adecuada a la tensión admisible del terreno, determinando la búsqueda del estrato resistente.

La aparición de asientos diferenciales entre dos cimientos, se deben a la excesiva deformabilidad del estrato de apoyo y casi siempre a los subyacentes y la diferencia de cargas transmitidas por los distintos pilares. ¿Como se puede solucionar y evitar estos asientos? Si aumentamos la sección del cimiento, disminuimos la tensión de contacto y disminuimos la deformación del suelo. Para reducir la tensión de contacto de los pilares mayor cargados, habría que aumentar las dimensiones del cimiento (aunque transmitan la misma presión al terreno que los menos cargados). Esto supone que la zona del bulbo de presiones será mayor, produciendo esfuerzos en un volumen mayor del terreno, por lo que el asiento puede ser mayor. Es sabido que la deformación de un sólido es directamente proporcional a los esfuerzos que los solicitan, a las constantes de deformabilidad del material y al volumen de la muestra sobre la que se actúa.

El comportamiento del edificio ante los asientos diferenciales, estará marcado por la rigidez de su estructura, (sin contar con la rigidez que le transfiere los cerramientos exteriores y la tabiquería). Cuando la estructura se ha calculado y construido como hiperestática, formada por nudos rígidos, como sucede con una estructura de hormigón armado, el asiento diferencial de un pilar respecto de los contiguos, ocasiona una nueva redistribución de los esfuerzos en las distintas secciones de la estructura, se producen acortamientos de pilares y flexiones en jácenas, produciendo solicitaciones en los cerramientos, que en general son capaces de absorber. Cuando éstos elementos no pueden absorber estos esfuerzos, por ser importantes los asientos diferenciales, se produce la rotura de los mismos, cuando ya se han producido las deformaciones y daños en la estructura.

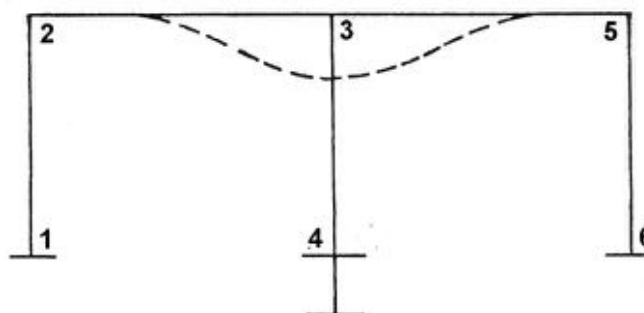


Figura n ° 1: Asiento en apoyo intermedio

El caso más desfavorable, se produce cuando se efectúa una nueva redistribución de los momentos flectores sobre los dinteles. Sí el asiento se produce en un apoyo intermedio (Figura 1), la deformada indica que en el nudo 2 y 5, se produce un importante incremento de los momentos negativos, como consecuencia del asiento del nudo 4. El punto 3, sufrirá un aligeramiento de los momentos negativos y en función de la importancia del asiento diferencial entre 1-4 y 1-6, se puede llegar a producir un cambio de signo del momento en el nudo 3, con las consecuencias lógicas para una estructura que no se ha dimensionado para estas circunstancias. En la figura siguiente, se esquematiza el cuadro de la patología que se produce. (Figura 2)

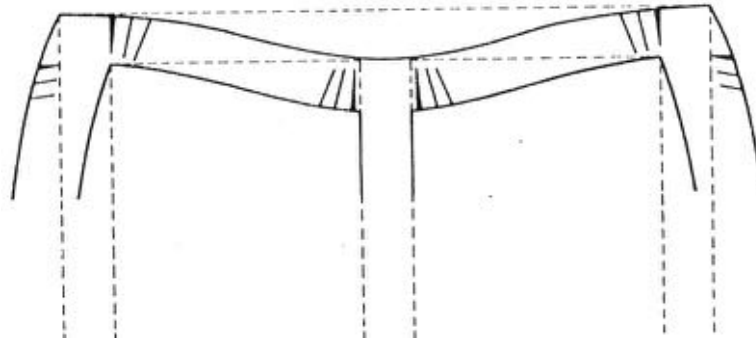


Figura n ° 2: Patología por asiento intermedio.

Cuando la estructura es isostática, caso de ser metálica, con apoyos o articulada en sus nudos, cuando se produzca el asiento de un pilar, se producirá un giro en las articulaciones próximas solicitadas, no existiendo esfuerzos en flexión. Es evidente que se producirá unas grietas en cerramientos, que pueden inhabilitar funcionalmente el edificio, pero la estructura seguiría funcionando (Figura 3).

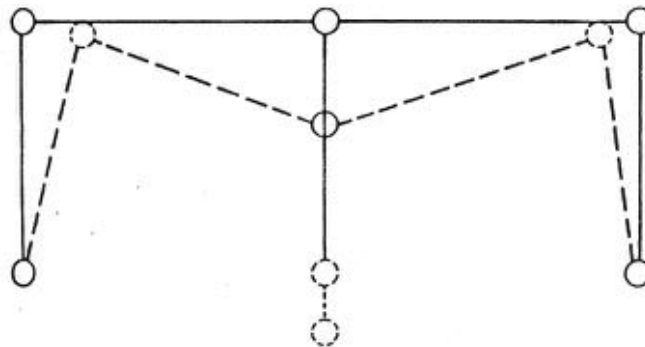
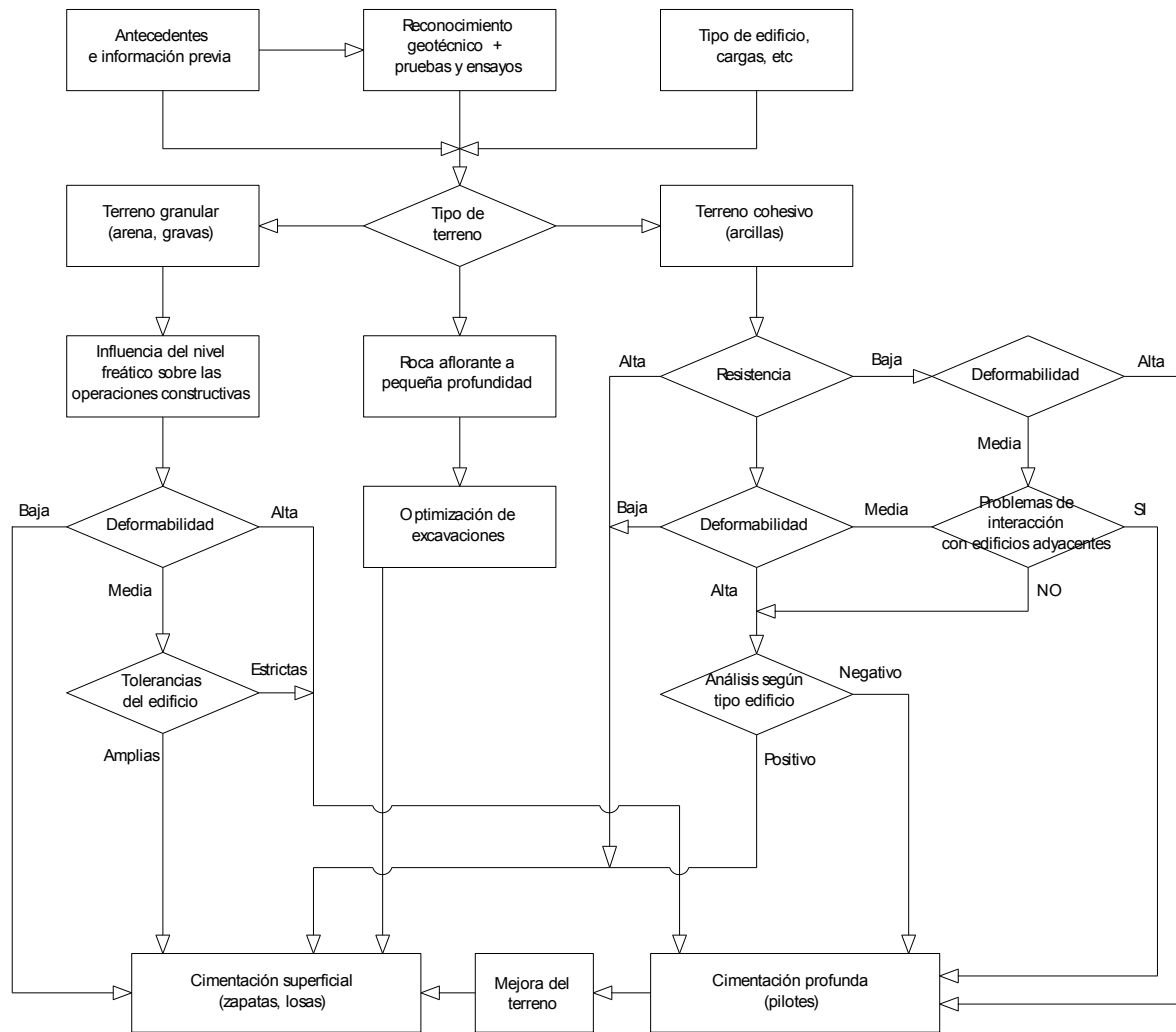


Figura n ° 3: Asiento en estructura metálica

La consecuencia, serás que habrá que diseñar una estructura cuyas deformaciones sean tolerantes y compatibles con las deformaciones del suelo. Un cuadro general de deformaciones producidas por asientos en estructuras de hormigón sería el que se marca en la figura 4.

Otro aspecto a valorar en el diseño de las cimentaciones, es la existencia de edificaciones próximas, en lo que se refiere a influencia de las tensiones generadas por la nueva cimentación, existencia de vaciados y construcciones de sótanos, variaciones de niveles freáticos y también por el estado de la estructura próxima, que además puede condiciona la tipología de la nueva cimentación y su forma de ejecución.

La consideración de parámetros extrínsecos, es decir ajenos a la cimentación y al terreno, se deberán también de considerar, como por ejemplo las condiciones que imponen: las zonas sísmicas; la seguridad en la ejecución; los aspectos de rapidez y seguridad y aspectos económicos y funcionales. En el organigrama de la página siguiente se puede ver un resumen de los criterios de diseño de una cimentación.



Esquema de decisión en la selección de cimentaciones

2.1.2 El terreno de cimentación. Tipos de suelo

Parece lógico que hagamos mención de los tipos de suelos sobre los que se asientan las cimentaciones, lo haremos de una forma breve y esquemática, como procede por el tipo de publicación, pero que sirva para establecer un lenguaje común, en el tema que nos ocupa. La Sociedad Española de Mecánica del Suelo y Cimentaciones establece que **los terrenos de cimentación se clasifican en rocas y suelos**.

El concepto de roca y suelo es bastante arbitrario, así un geólogo entiende que el término roca implica todo el material que constituye la corteza terrestre, por un edafólogo el suelo es la parte superficial de la corteza terrestre. En ingeniería se considera como suelo a todo agregado natural de partículas minerales separables y excavables por medios mecánicos de poca intensidad, con una tensión admisible de hasta 3 Kp/cm^2 . Se considera que es una roca al agregado de partículas minerales unidos por fuerzas cohesivas poderosas y permanentes, necesitándose para su excavación medios mecánicos potentes y que tienen una tensión admisible superior a los 4 Kp/cm^2 .

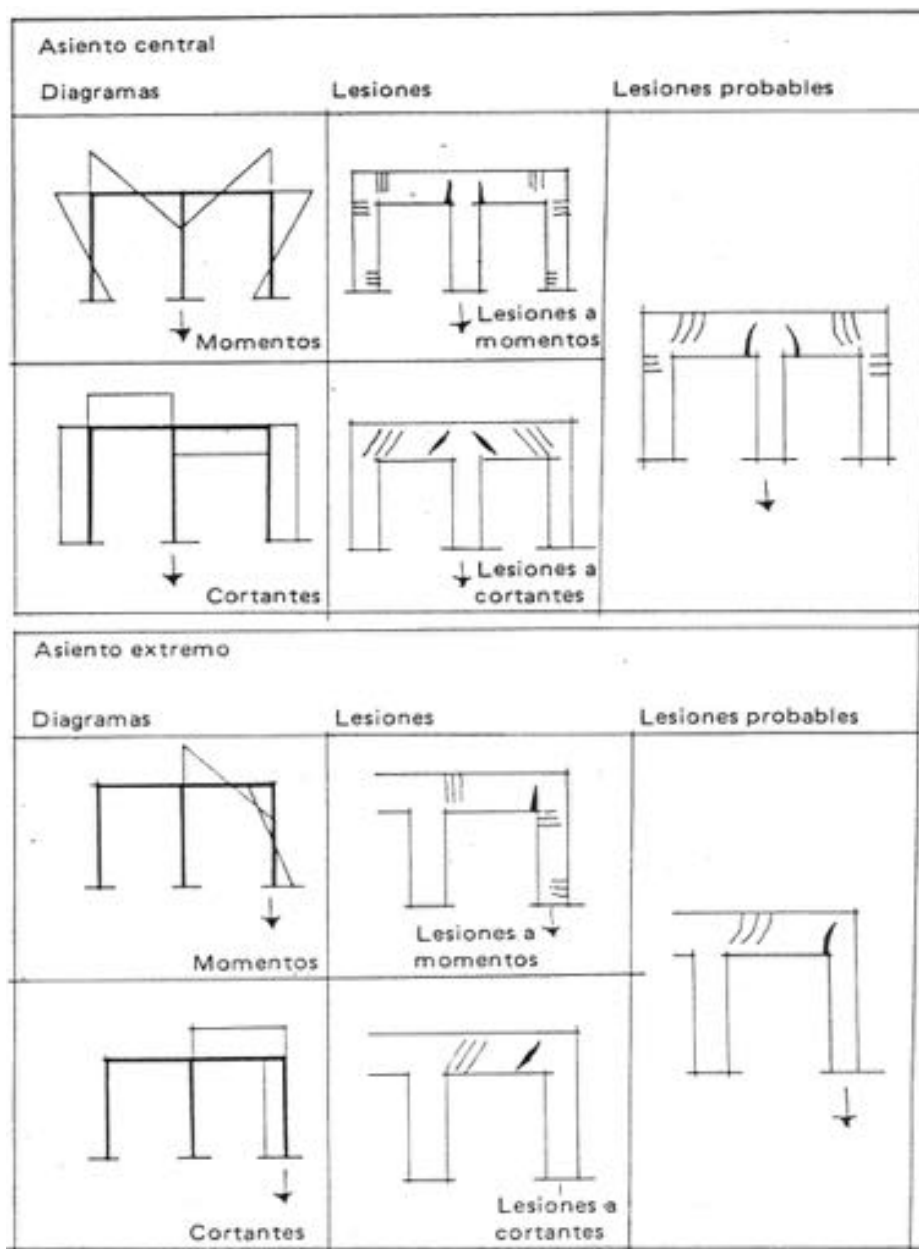


Figura n ° 4: Diagramas de asientos

CLASIFICACIÓN DE LA ROCAS.

- **Igneas.** Formadas por magma procedente del interior de la tierra, que al salir al exterior se solidifica. Granitos, basaltos, gneis ,pórfidos, etc.
- **Sedimentarias.** Proceden de las anteriores y se han formado mediante un proceso de erosión y sedimentación: Calizas, areniscas, etc.
- **Metamórficas.** Proceden de las rocas sedimentarias, por transformaciones sufridas en el interior de la, que han estado sometidas a grandes presiones y/o temperaturas: Pizarra, esquistos, mármol, etc.

TIPOS DE SUELOS.

Independientemente del origen de sus elementos, los suelos se dividen en dos grandes grupos:

- **SUELOS DE ORIGEN ORGÁNICO**, formados in situ, por descomposición de restos orgánicos (turberas o por acumulación de esqueletos inorgánicos o de conchas orgánicas. En general en mecánica del suelo se entienden como suelos orgánicos a aquellos suelos transportados, producto de la descomposición de las rocas, que contienen cierta cantidad de materia orgánica vegetal descompuesta. Suelos cuyo origen se debe a la descomposición física y química de las rocas, produciéndose una erosión y transporte mayor o menor, de manera que a su vez se clasifican en los siguientes tipos de suelo:
 - **Suelos residuales.** La erosión y disgregación de las rocas da lugar a la aparición de materiales sueltos que cuando quedan depositados en el mismo lugar de la roca se denominan suelos residuales. Un ejemplo de éstos suelos los constituye el llamado "saulo" que procede del granito descompuesto. En climas semiáridos o templados son suelos firmes y estables de profundidades medias, adecuados para la cimentación.
 - **Suelos transportados.** Son suelos residuales que han sido transportados por la gravedad y el agua. Dan lugar a los siguientes suelos:
 - **Suelos de tipo glaciar.** Depósitos formados por las morrenas de los glaciares y acumulaciones de rocas no estratificadas, de cantos grandes.
 - **Suelos Coluviales.** Formados por los productos arrastrados por la acción de los fenómenos de deslizamiento lento sobre pendientes suaves (creep). Estos depósitos que se encuentran al "pie de monte", mal clasificados granulométricamente, pueden dar lugar a graveras.
 - **Suelos de tipo aluvial.** Se produce cuando los materiales son arrastrados por la fuerza viva del agua. Caso típico de torrentes. Cuando la fuerza de arrastre del agua es inferior a la mínima necesaria para producir el transporte se produce la deposición, es decir el aluviamento. La granulometría de los materiales arrastrados va decreciendo a medida que la distancia al origen va aumentando. Se pueden producir de forma alternativa. Pueden ser de tipo fluvial, lacustre o marinos (deltas). Hay que tener cuidado, en la interpretación del perfil de éstos terrenos para ubicar en ellos la cimentación. Se pueden distinguir las siguientes zonas:
 - Zona superior, donde la menor crecida de caudal arrastra todos los materiales detríticos, cualquiera que sea su grosor y pone la roca al descubierto.
 - Una segunda zona, donde es necesario una fuerte crecida para arrastrar los cantos.
 - Una tercera zona, donde solamente una excepcional crecida arrastra los cantos.
 - Una cuarta zona donde se depositan arenas.

- La última zona donde la fuerza de erosión es mínima por alcanzar la corriente de agua su perfil de equilibrio, en la que se depositan limos, materiales finos, restos orgánicos formados por animales y plantas, etc.
- **Suelos eluviales.** Constituidos por fragmentos de rocas que proceden de la alteración del subsuelo. El transporte es lento, por darse en suelos llanos o de pendientes suaves, por tanto son cantos poco rodados. A veces, la descomposición de las rocas es elevada y las partículas pueden estar clasificadas como limos o incluso arcilla (Figura 5)

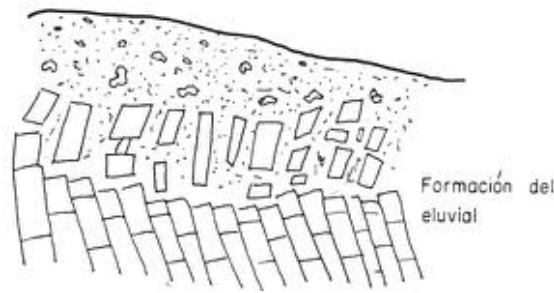


Figura n ° 5: Suelos eluviales

- **Suelos de tipo eólico.** Los loess, sedimentos algo fedespaltico, elástico compuesto de una mezcla bien seleccionada de arena fina, limo y arcilla, dispuesto según una textura abierta pero coherente. Suelen ser porosos de baja plasticidad permeables verticalmente. Cuando esta sometido a carga y se humedece se consolida rápidamente, produciendo asientos en las cimentaciones.

Una vez establecido los tipos de suelo en función de su formación, describimos los suelos más comunes:

- **Arenas y las gravas o ripios y cantos rodados.** Son agregados sin coherencia de fragmento granulares o redondeados, poco o no alterados de rocas y minerales. Las gravas, son partículas con diámetro equivalente mayor de 2 mm. llegando hasta 20 centímetros, formadas al desintegrarse la roca y el transporte es generalmente arrastrado por el agua. Las arenas son partículas con diámetro equivalente comprendido entre 2 y 0,023 mm., proceden de la erosión física de las rocas y se componen de granos de sílice o cuarzo y materiales calcáreos.

Son inertes y no existe cohesión entre sus partículas, no son plásticas. La estabilidad de los suelos arenosos se consigue mediante la interacción mecánica entre sus partículas (ángulo de rozamiento interno).

- **Limos inorgánicos** son suelos de grano fino con poca o nula plasticidad. Su diámetro equivalente esta comprendido entre 0,02 y 0,002 mm. Sus características físicas y químicas son análogas a las de las arenas. La estabilidad de estos suelos la aporta también el ángulo de rozamiento interno y el agua intersticial las un cierto grado de cohesión. Son susceptibles a las heladas y en reducida escala presentan entumecimiento y una pequeña retracción. Debido a su textura suave se pueden confundir con las arcillas. Se pueden

distinguir, mediante el ensayo de sacudimiento, de la siguiente manera. Saturando una pasta de limo inorgánico, sacudiéndose en la palma de la mano, la pasta expone suficiente agua, produciendo una superficie brillante, pero si la doblamos entre los dedos, se vuelve nuevamente opaca. Los limos orgánicos, después de secos se vuelven frágiles y pueden desprenderse polvo con los dedos. Son relativamente impermeables.

- **Limos orgánicos.** Contiene restos orgánicos con granos finos más o menos plásticos. Tienen colores grises muy oscuros, pueden contener cantidades apreciables de azufre, anhídrido carbónico y otros gases, por descomposición de materia orgánica, que les da un olor característico. Son muy compresibles y su permeabilidad es muy baja.
- **Arcillas.** Son agregados de partículas microscópicas (diámetro equivalente por debajo de 0,002 mm.), que proceden por la erosión física y química de las rocas, dando lugar a materiales cuya constitución es distinta de la roca primitiva. Químicamente son silicatos de aluminio hidratados.

Se distinguen físicamente de la forma de las arenas y limos, por su tamaño y por su forma plana y alargada o laminar, lo que supone que tenga una área superficial mucho mayor por unidad de peso, a lo que se debe su plasticidad en presencia del agua. Las partículas se pueden orientar con sus caras paralelas y la película de agua que las rodea permite el deslizamiento de unas láminas sobre otras. Las partículas de arcilla absorben el agua en su superficie, están hidratadas. Las fuerzas de adsorción disminuyen en intensidad cuando la distancia respecto a la superficie de la partícula aumenta, el estado del agua en contacto con ella también cambia. La más próxima a la superficie está fuertemente retenida en forma sólida, a cierta distancia el agua se encuentra en su estado líquido. En los puntos intermedios posee características intermedias entre un sólido y un líquido. Estos efectos se manifiestan en los fenómenos de succión, entumecimiento y retracción.

Son suelos muy plásticos, que secos son duros, sin que sea posible sacar polvo frotando con los dedos de una pasta arcillosa. Son muy poco permeables, siendo por tanto difíciles de drenaje, tardando mucho tiempo en ser consolidados, no siendo susceptibles de sufrir daños por heladas.

- Las **arcillas orgánicas**, son aquellos suelos de éste tipo que tienen materia orgánica finamente dividida. Son muy compresibles cuando están saturados y secos presentan una resistencia elevada. Tienen colores que varían de gris oscuro a negro y pueden presentar un olor muy característico.

2.2 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE UN SUELO.

2.2.1 Introducción

Realizados los correspondientes informes geotécnicos del terreno, y determinados sus parámetros hay que evaluar su capacidad portante máxima admisible, de manera que se pueda diseñar la cimentación. La capacidad portante máxima admisible de un suelo viene determinado por el menor de los siguientes valores:

- La carga de punzonamiento del suelo afectado por un coeficiente de seguridad

($G_{adm} = Qh/F$). $F=3$ ó 4 .

- El valor de los asientos admisibles (totales y diferenciales) capaces de ser tolerados por el sistema estructural del edificio.

El estudio lo hacemos para cimentaciones superficiales, no siendo valido el razonamiento para el caso de cimentaciones profundas (pilotes).

Al aumentar la carga de una cimentación aumenta en la misma medida la presión del terreno y con ello el asiento de la estructura (Figura 6). El terreno se comprime bajo la cimentación y en torno a la misma, debido a la transmisión lateral de presiones.. Si la carga se aumenta hasta la carga límite de rotura, la cimentación se hunde sin posterior aumento de carga. El suelo bajo la cimentación alcanza en ésta fase su máxima densidad y se desplaza lateralmente.

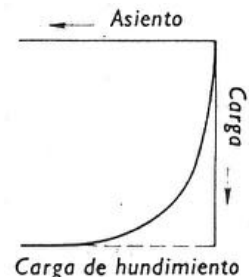


Figura n° 6: Curva: carga-asiento

Según la teoría de Terzaghi, seguida por Caquot, el mecanismo de rotura de un suelo solicitado por una cimentación superficial, sería el siguiente:

- Al alcanzar la carga de rotura se forma bajo una cimentación corrida una cuña prismática y bajo una zapata una pirámide de terreno compactado. Esta cuña, solidaria con el cimiento, produce bajo la cimentación zonas de deslizamientos, empujando al suelo lateralmente, manteniéndose en equilibrio estricto con el peso de este suelo (al que se le supone en condiciones de plasticidad y en una fase de equilibrio pasivo), y con el rozamiento sobre una superficie de fractura (Parámetros del ángulo de rozamiento interno y cohesión del terreno).

Cuando se produce la rotura (el colapso), se produciría la penetración instantánea del cimiento en el suelo, produciendo una sobreelevación del mismo en el entorno de la cimentación (Figura 7).

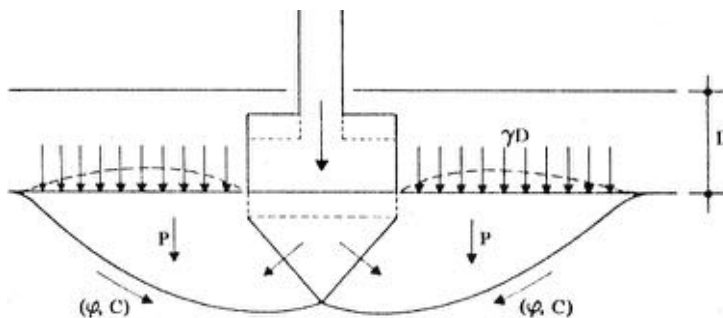


Figura n° 7: Hundimiento de una cimentación con carga centrada

Sí el plano de la cimentación se encuentra a cierta profundidad D , el sobreelevamiento se contrarresta con el peso propio (γD) de las tierras, asegurando el equilibrio. El desplazamiento lateral del terreno puede ser hacia ambos lados o en el caso de cargas inclinadas, hacia un solo lado. En éste último caso, además del hundimiento se produciría un vuelco de la cimentación. Para calcular la carga de hundimiento, han aparecido varias ecuaciones, siendo la más general la debida a Terzaghi (Figura 8).

$$q_h = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma.$$

Esta fórmula general tiene diversas modificaciones, en función del número de estratos, forma del cimiento (zapatas circulares, zapatas aisladas, continuas, etc.) (ver cuadro adjunto).

Las variables N_q , N_c ; N_γ , se denominan factores de capacidad portante, son función del ángulo de rozamiento interno. Suelen estar tabuladas. El ángulo de rozamiento interno, se debe de obtener con la mayor precisión.

Tensiones admisibles para suelos con rozamiento interno ($\varphi \neq 0$) bajo zapatas solicitadas por cargas verticales centradas

a) Para zapatas continuas.

La tensión admisible σ_a después de la consolidación viene dada por la fórmula:

$$\sigma_a = \gamma_h D + \frac{\rho \gamma_h N_\gamma + \gamma_h D (N_q - 1) + C' N_c}{F}$$

b) Para zapatas aisladas

1. Zapatas rectangulares de lados B y L; siendo $L > B$

La tensión viene dada por la fórmula:

$$\sigma_a = \gamma_h D + \frac{\rho \gamma_h N_\gamma + \gamma_h D (N_q - 1) + 1.3 C' N_c}{F}$$

2. Zapatas circulares de diámetro 2R

La tensión admisible viene dada por la fórmula:

$$\sigma_a = \gamma_h D + \frac{0.6 \gamma_h R N_\gamma + \gamma_h D (N_q - 1) + 1.3 C' N_c}{F}$$

Figura n° 8: Fórmula de Terzaghi

2.2.2 Distribución de presiones en el plano de cimentación.

La distribución de presiones en el plano de la cimentación de una estructura depende de:

- 1.- La rigidez de la estructura.
- 2.- De la magnitud de la carga, expresada por la seguridad frente al hundimiento.
- 3.- Del tipo de carga, puntual o repartida.
- 4.- De la profundidad de la cimentación.
- 5.- Del tipo de suelo y su estratificación.

En todo caso, al aplicar una carga sobre el terreno a través de una cimentación, se produce unas tensiones en el mismo distribuyéndose de manera que su resultante equilibre exactamente la acción total aplicada, decreciendo estas tensiones a medida que se alejen del punto de aplicación de la carga.

Según la distribución de presiones, serán distintas las distribución de solicitaciones (momentos flectores, cortantes) (Figura 9) y el armado debería tenerse en cuenta para evitar asientos diferenciales.

Cuando tengamos el caso de cimentaciones asociadas, la distribución de las tensiones transmitidas por el conjunto de la cimentación determinará la posibilidad de tener asientos diferenciales excesivos (Figura 10).

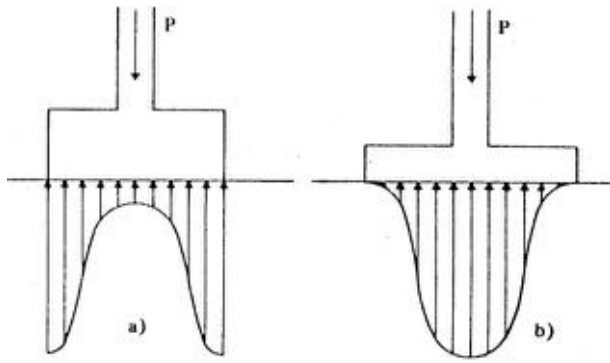


Figura n° 9: Distribución de presiones

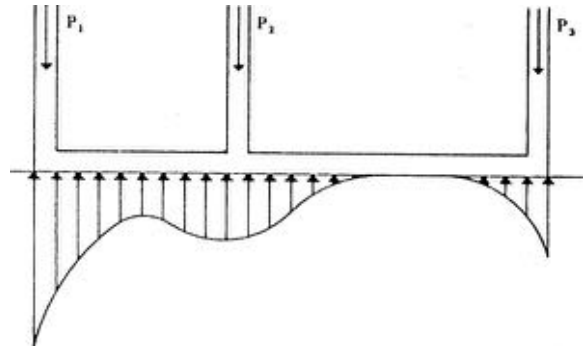


Figura n° 10: Asientos diferenciales excesivos

En el caso de estratos homogéneos, y que el suelo se comporte como un semiespacio elástico, homogéneo e isótropo, si el cimiento es extremadamente flexible respecto al suelo donde se apoya, no existirá ninguna distribución alguna de presiones. La carga de ser puntual, originará una reacción del mismo tipo (Figura 11).

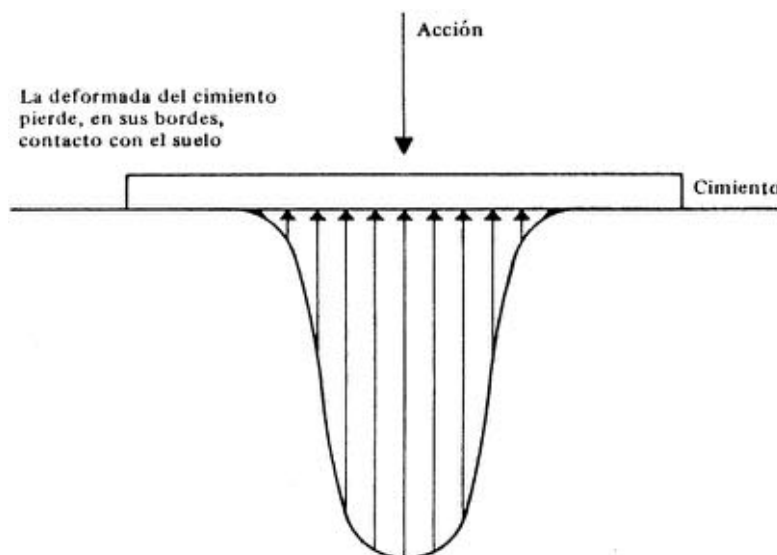


Figura n° 11: Reacción en el semiespacio

Cuando el cimiento aumenta su rigidez, pero sigue siendo más flexible que el terreno, se producirá una ligera distribución de la carga debajo del punto de aplicación de la misma. Cuando se igualen las rigideces, de manera que la estructura flexible se deforme análogamente al terreno, la carga puntual aplicada se distribuirá uniformemente. La estructura totalmente flexible se adaptará al terreno, en forma de "cubeta". Existirá uniformidad de presiones de contacto pero no de deformaciones.(Figura 12).

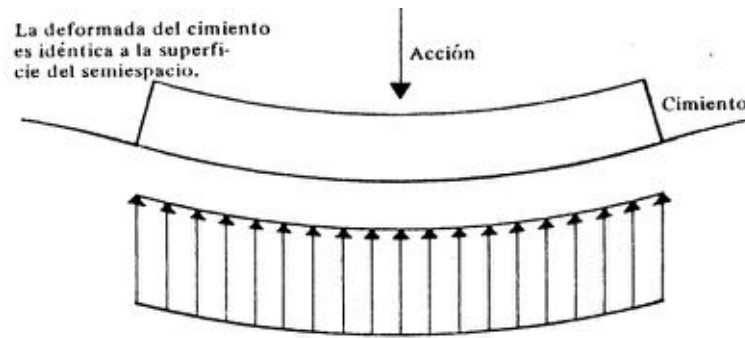


Figura n ° 12: Reacción uniforme

En el caso de zapatas muy rígidas, indeformables, la propia cimentación impone al suelo la condición de asiento uniforme. Boussinesq dedujo que en el caso de zapatas circulares, el valor medio de la presión de contacto es igual a $Q/2$, en el centro de la zapata e infinito en los bordes (Figura 13).

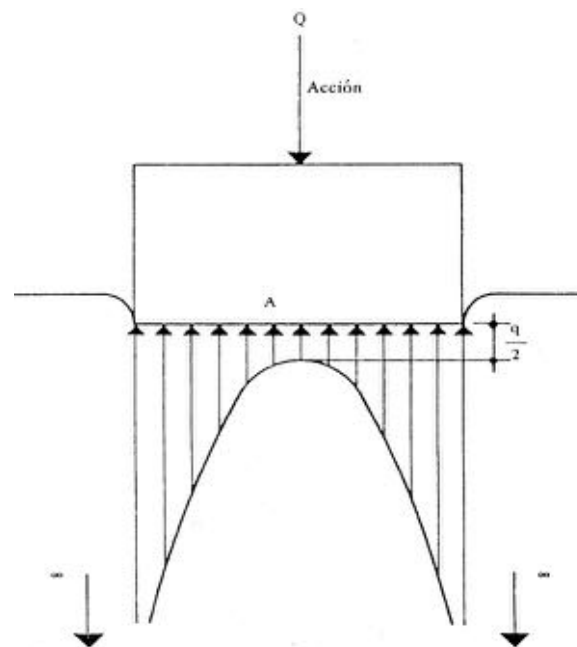


Figura n ° 13: Presión media

En la realidad esto no es así, pues para cargas pequeñas se produce la plastificación del suelo, pero no se podrían alcanzar tensiones infinitas en los bordes. La distribución de presiones varía al aumentar la carga. (Figura 14)

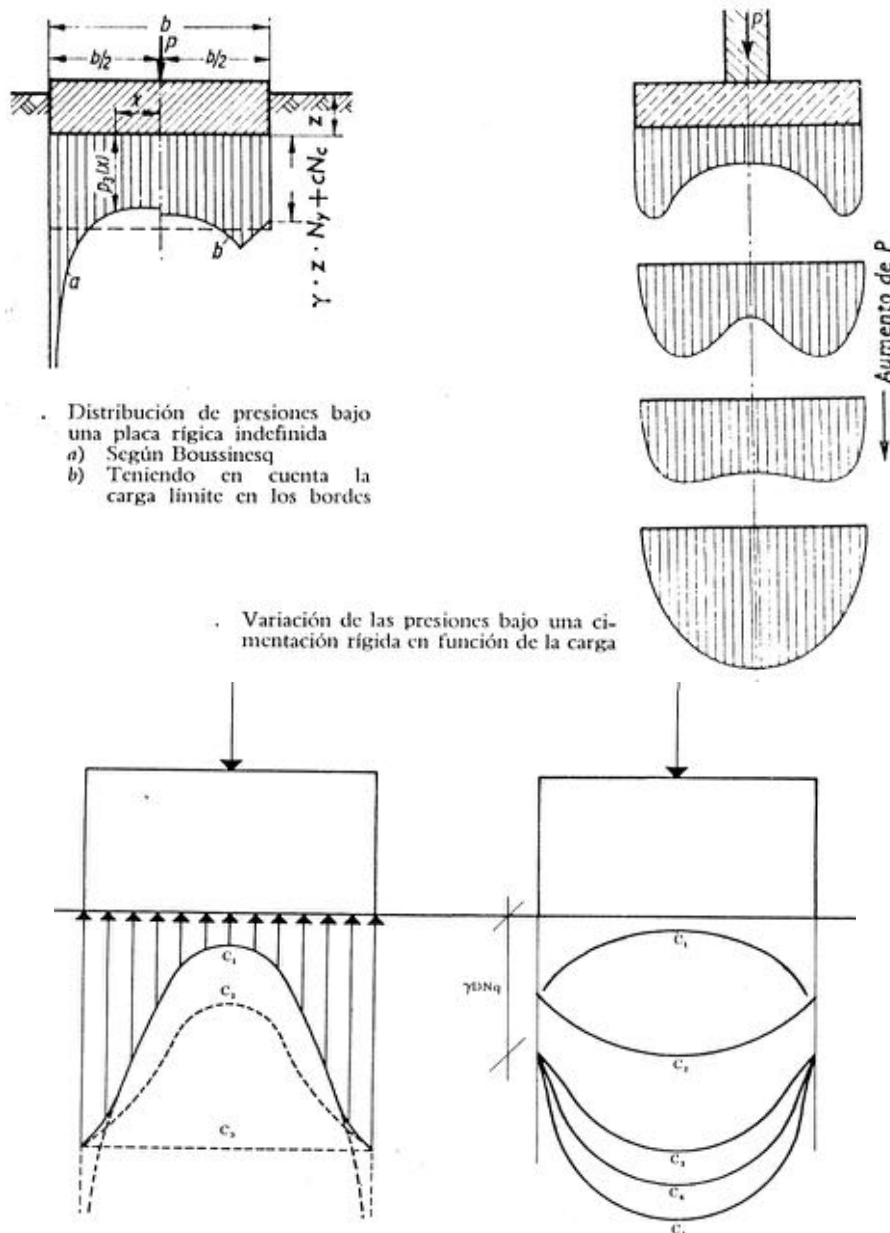


Figura n° 14: Variación de las presiones bajo una cimentación.

En el caso de un terreno coherente (arcillas), al estar solicitado por una carga pequeña, se comporta como un material elástico, con tensiones limitadas en sus bordes, limitada por la fluencia plástica del suelo (Curva C1). Cuando en los extremos se alcanza las tensiones de plastificación y aumentamos las cargas, el suelo tiene que oponer un volumen de tensiones suficiente lo que se traduce en un aumento de las tensiones en el centro de la zapata (C2). La distribución se hace uniforme, cuando la superficie de contacto entre suelo y cimiento plastifica bajo la misma. (C3).

En suelos granulares, con carga débil, la distribución es análoga al suelo anterior (C1), pero al aumentar las cargas, la curvatura se invierte, siendo máxima en el centro y menor en los bordes (C2). Al incrementar las cargas, las curvas pasan de C3 a C5. El valor sobre el borde se mantiene constante en todas ellas ($-DNq$), como consecuencia de cierta fluencia de acomodación de los granos más solicitados que se encuentran debajo del borde.

En suelos cohesivos-granulares, para cargas poco elevadas se comportaría como las arcillas. Pero al aumentar las cargas, la presión en el centro iría aumentando, tendiéndose en los bordes hacia un valor constante, como sucede con los suelos granulares.

En la práctica, se admite generalmente que la presión de contacto está distribuida uniformemente sobre la zapata, de manera que se facilita el diseño y armado de cimentaciones al considerarse zapatas y losas como vigas o placas trabajando al revés y cargadas precisamente por las presiones uniformes de contacto.

En el caso de arenas, este sistema está del lado de la seguridad, en las arcillas, puede plantear algún problema, paliado por los altos coeficientes de seguridad (3 a 4) utilizados en mecánica del suelo.

2.2.3 Distribución de presiones en el terreno.

Cuando una parte de suelo situado en el interior del terreno a una determinada profundidad, se encuentra sometido a una presión vertical igual al peso de las tierras que tiene encima, sometida, además al empuje de Arquímedes si está sumergida tendría una liberación de carga, en el caso de existir una excavación.

Cuando una estructura se apoya sobre un suelo, se produce una modificación del estado tensional, no solamente en el plano de la cimentación, sino que afecta al interior del mismo. Al ir avanzando en profundidad se interesan secciones cada vez mayores y consecuentemente al repartirse la carga una disminución de tensiones hasta alcanzar valores inapreciables. Representando la variación de presiones con la profundidad obtendremos el gráfico de la (Figura 15). La profundidad se da en función del ancho(B) de la zapata cuadrada. Este gráfico permite determinar la presión en cualquier punto del cimiento.

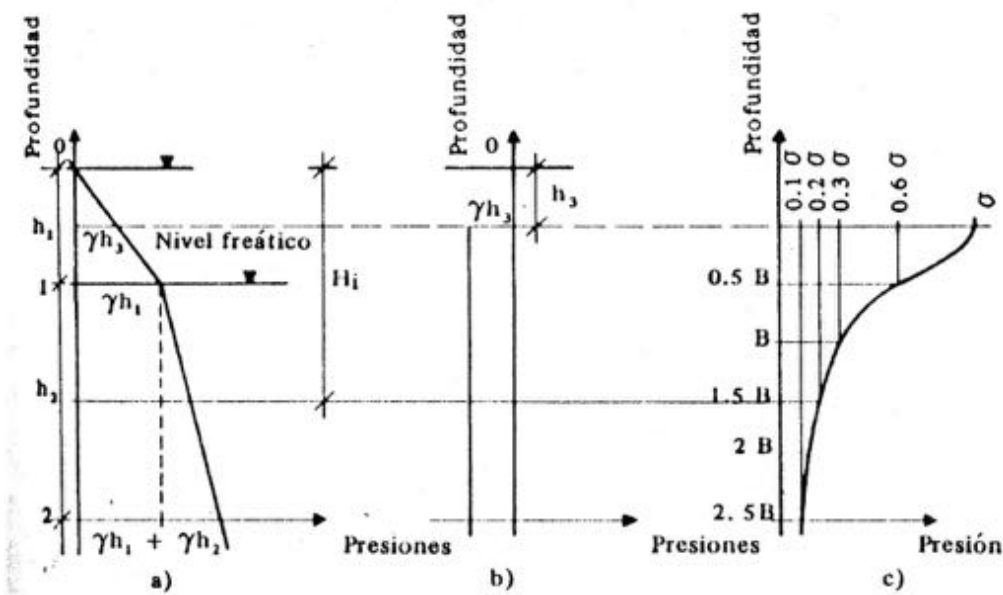


Figura n° 15: Variación de presiones con la profundidad

En los cálculos tensionales más antiguos se suponía que las cargas se distribuían a 45° y las tensiones en la zona afectada eran prácticamente constantes, en el gráfico siguiente (Figura 16) se observa que ya se contempla la concentración de tensiones bajo el centro de la estructura

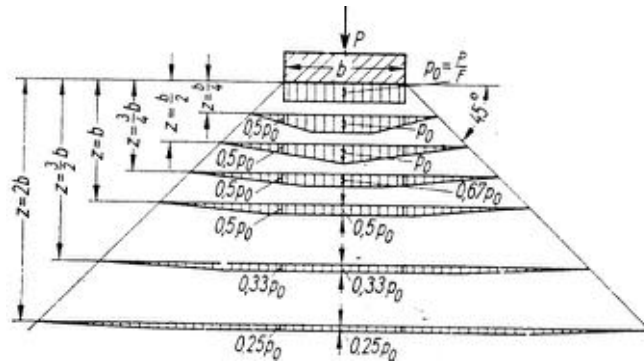


Figura n° 16: Distribución de tensiones verticales bajo una cimentación corrida

Una forma simplificada de obtener la presión en profundidad por una carga aplicada en la superficie de un suelo se basa en suponer que la carga interesa, a profundidades crecientes delimitadas por planos inclinados (27°) que pasan por el borde de la superficie de carga, a lo largo de los cuales no se ejerce ningún esfuerzo de corte, se produce una pirámide de relación base/altura igual a 1/2. La tensión debida a la sobrecarga en cada una de las profundidades se supone uniformemente repartida en toda su superficie. (Figura 17).

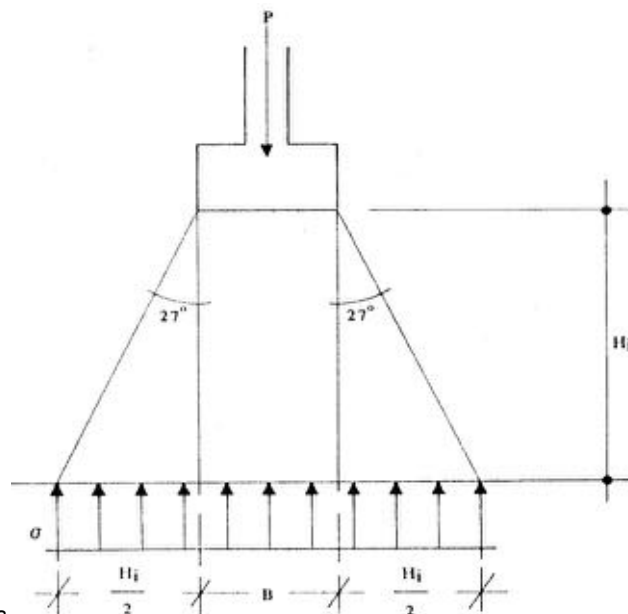


Figura n° 17: Tensión debida a la sobrecarga

Calculando la tensión transmitida en función de la carga y la superficie interesada se puede obtenerse un diagrama como el de la figura siguiente, en el cual en función del ancho de la cimentación podemos obtener a una determinada profundidad la tensión. (Figura 18)

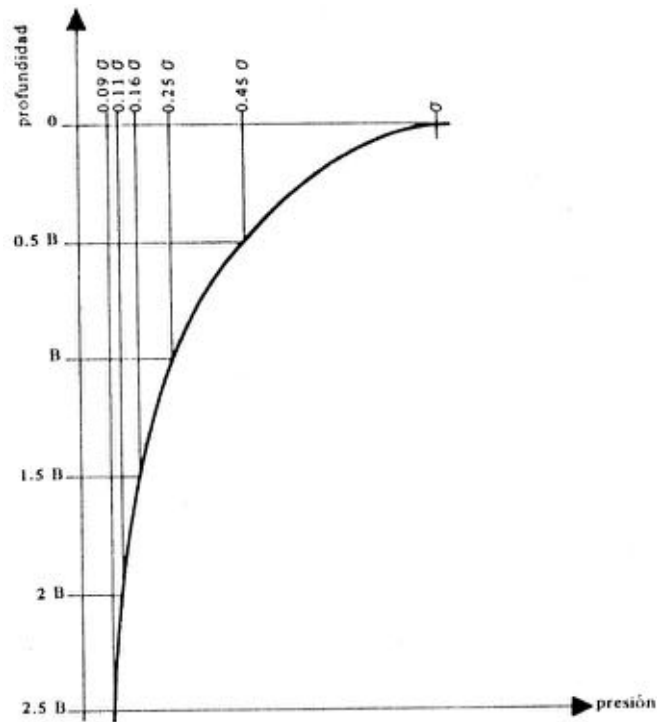


Figura n° 18: Diagrama tensión-profundidad

Un estudio más completo, se obtiene idealizando el terreno, considerando el semiespacio como elástico e isotropo (módulo de Poisson $m = 0,5$). Ante una carga vertical que actúa en la superficie del semiespacio se difunden en forma circular, ocasionando tensiones radiales y tangenciales. En mecánica del suelo, las tensiones más importantes son las verticales que se pueden calcular en cada punto a partir de las tensiones radiales y tangenciales. Si se unen todos los puntos que tienen la misma tensión vertical (isobaras), se obtiene bajo la carga puntual una superficie aproximadamente esférica, a la que se denomina bulbo de presiones, tanto más deformada en cuanto el terreno sea poco elástico y no isotropo (el coeficiente de Poisson de un suelo real suele ser de 3 a 4). (Figura 19)

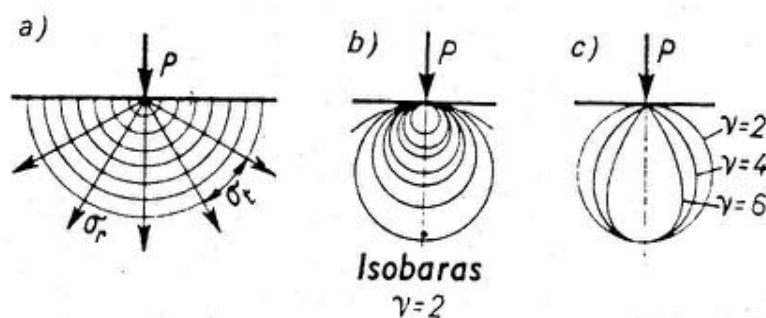


Figura n° 19: Tensiones producidas en un semiespacio elástico e isotropo.

Los procedimientos más exactos se basan en los criterios de Bossinesq, quien halló que la componente vertical de las tensiones originadas en un punto de tal semiespacio por una carga Q , aplicada a su superficie es, según se indica en la figura 20.

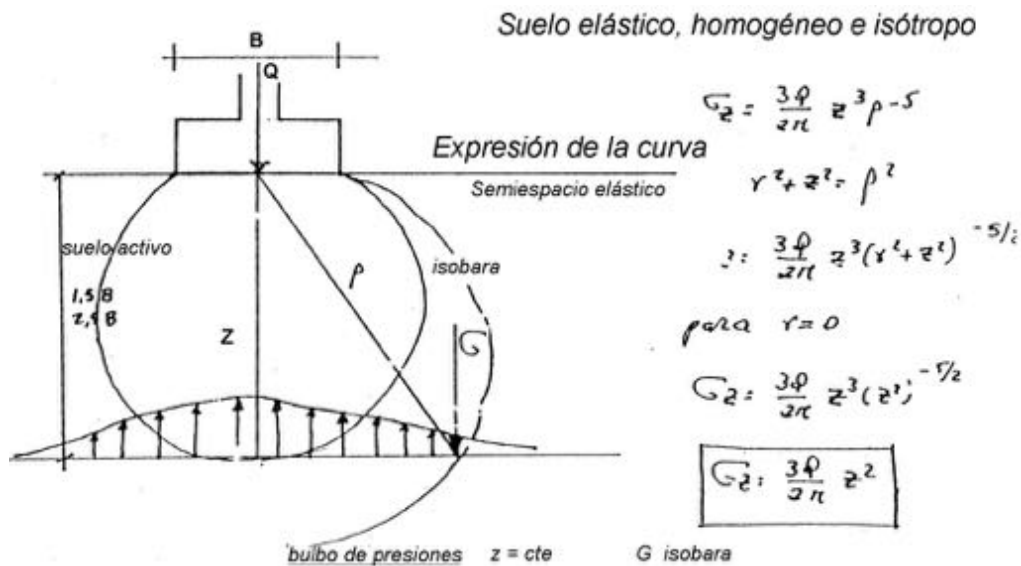


Figura n° 20: Distribución de tensiones interiores

En el diagrama de la figura 21, se muestra como las tensiones producidas por la estructura disminuyen al aumentar la profundidad (sección A-B) y son máximas bajo el centro de la superficie (sección C-D). Para calcular asientos, a determinadas profundidades, no se suele utilizar la tensión máxima que se obtiene sobre el eje del cimiento, por que daría lugar al ser mayores a asientos teóricos muy exagerados. se suele hallar una tensión promedio extendida sobre una superficie aproximada de la cimentación.

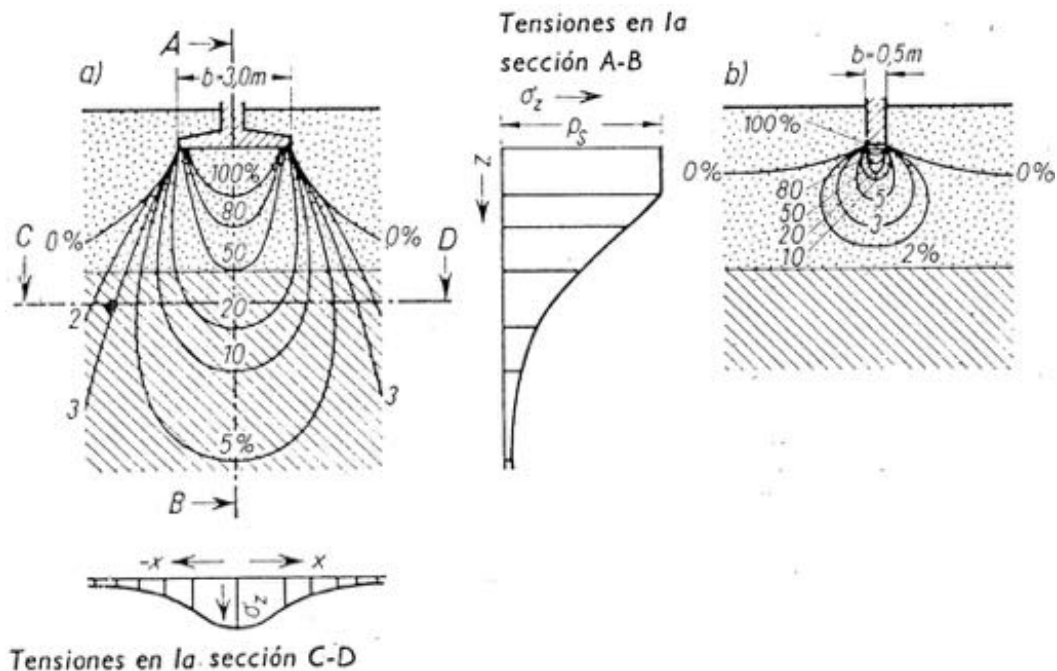


Figura n° 21: Distribución de tensiones en el terreno.

3 CAUSAS DE LOS FALLOS PRODUCIDOS EN LAS CIMENTACIONES

De una forma general podemos clasificarlos como causas imputables a la propia cimentación y causas inducidas por ejecuciones de obras próximas.

De una forma particular se pueden agrupar en los siguientes puntos:

- Daños producidos por desconocimiento del terreno y su comportamiento ante una cimentación.
- Daños producidos por el agua.
- Cimentaciones en suelos expansivos.
- Cimentaciones en suelos colapsables.
- Daños producidos por heladas.
- Cimentaciones en suelos inestables.
- Cimentaciones en suelos con materia orgánica.
- Cimentaciones en terrenos agresivos al hormigón.
- Patología debida a excavaciones y ejecución de sótanos.
- Patología debida a rellenos.
- Errores de ejecución.

3.1 DAÑOS PRODUCIDOS POR DESCONOCIMIENTO DEL TERRENO

En la primera parte de la conferencia, explicábamos en que consiste el concepto de “bulbo de presiones”.

El bulbo de Presiones de una zapata cuadrada, afecta al suelo en una profundidad de $1,5 B$, siendo B el ancho de la cimentación, de manera que la distribución de presiones no depende de la carga sino de la forma de la zapata, así para zapata de distinta superficie, implica que el suelo activo es distinto, pudiendo producirse en el caso de existir estratos compresibles, asientos diferenciales (Fig. 22).

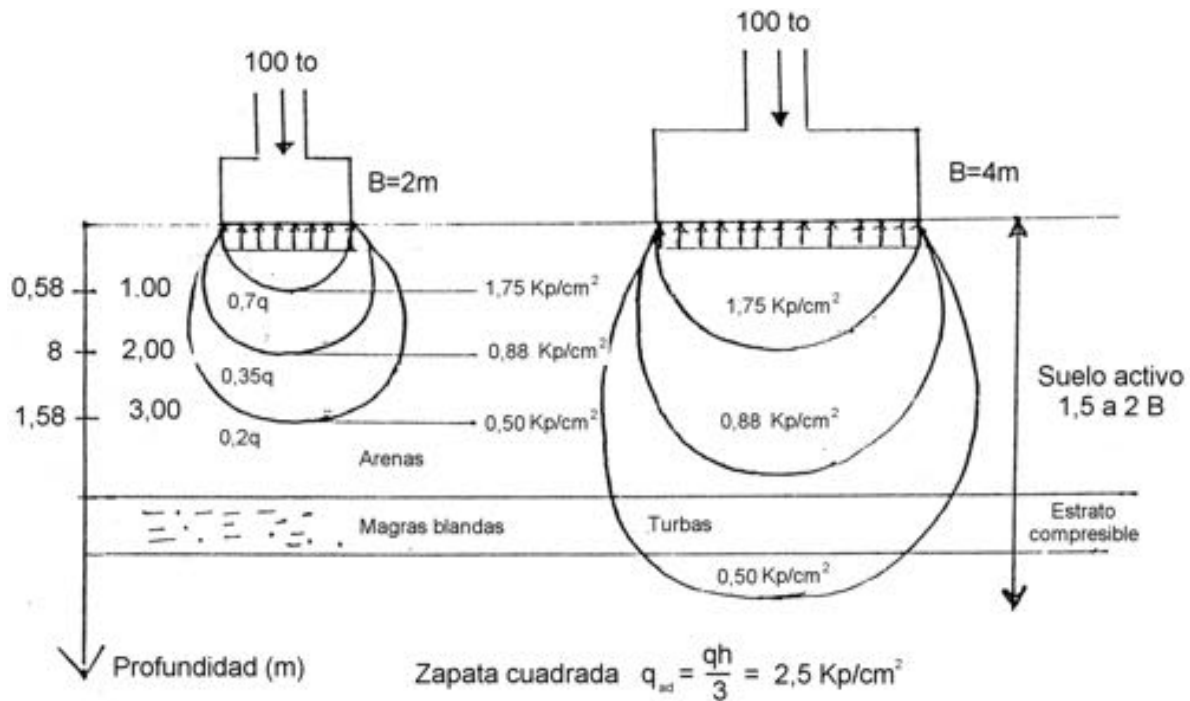


Fig. 22: Distribución de presiones interiores verticales

En el caso de cimentaciones por pilotes, el suelo activo es el que se indica en la figura 24, debiéndose tener en cuenta en esta tipología de cimentaciones los conceptos de: coeficiente de grupo y cimentación equivalente.

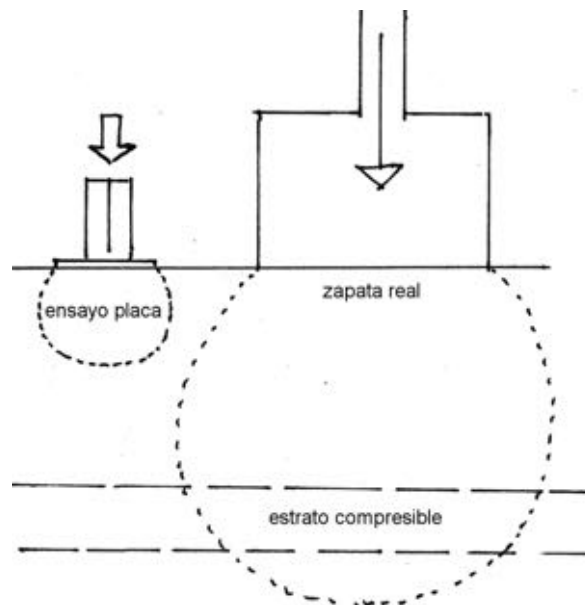


Fig. 23

La figura 23, indica que hay que ser precavido en extrapolar los resultados de los ensayos de suelos realizados por placas, al comportamiento de los suelos en la realidad.

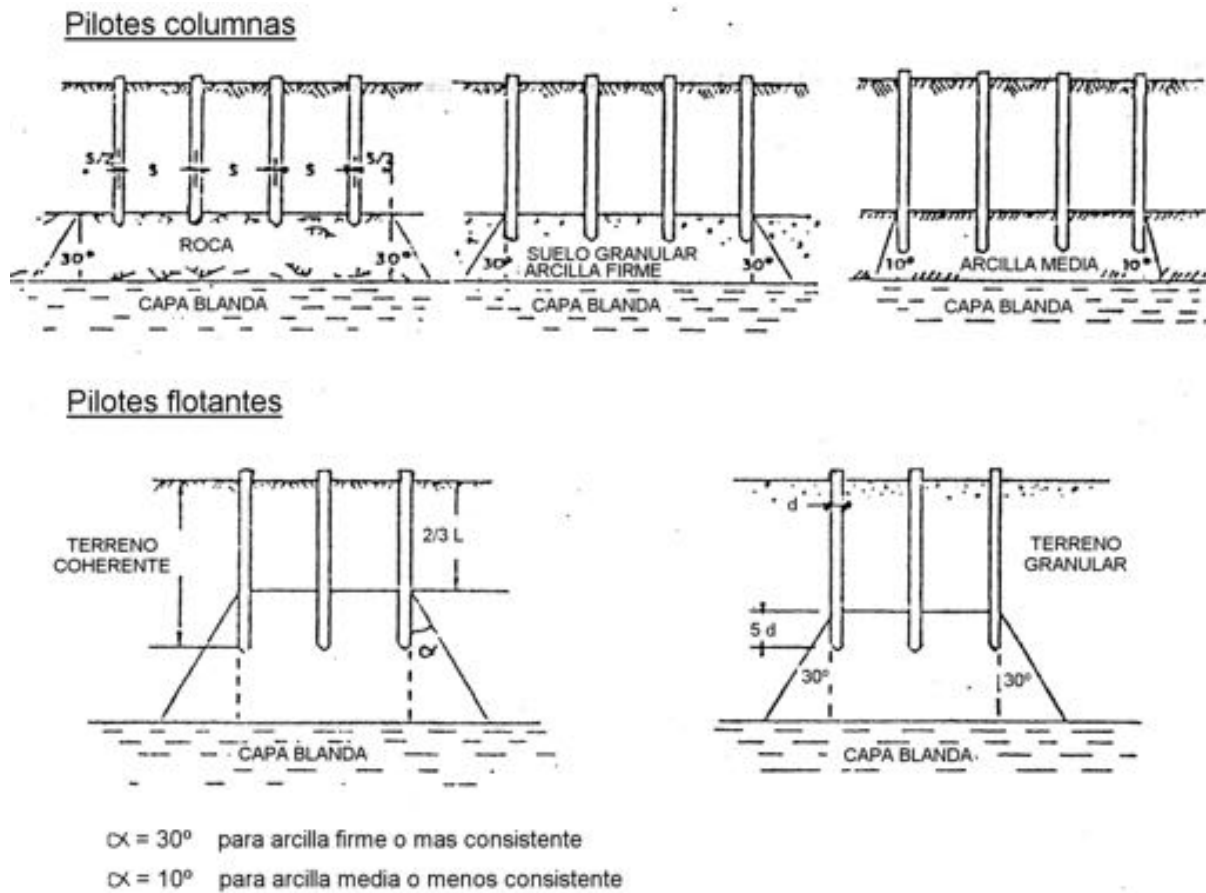


Fig 24: Cimentación equivalente

3.2 DAÑOS PRODUCIDOS POR EL AGUA

Las características de un suelo por incorporación de agua, pueden ser fácilmente alterables, sobre todo en suelos cuyos límites de Atterberg son bajos, caso de limos, produciendo una patología típica de asentamientos en edificios antiguos, como consecuencia de las variaciones geotécnicas del terreno de cimentación. Estas variaciones de agua pueden producir incrementos de tensiones considerables por empuje hidrostáticos sobre muros y pantallas de contención y que no se han tenido en cuenta en su dimensionado.

Las variaciones de humedad de los suelos pueden producirse entre otras causas por:

- Apertura de zonas verdes.
- Rotura de albañales, de redes de abastecimiento de aguas, etc.
- Creación de nuevos cauces.
- Desvío de corrientes por construcción de pantallas, sótanos, etc.

En suelos arenosos, el agua puede modificar la capacidad portante del terreno, disolviendo las sales cementadas de sus granos o haciendo desaparecer los meniscos de tensión superficial que se producen en su estructura a bajo contenido de humedad. El agua también puede producir arrastre de finos que hace que se produzca un socavón bajo la cimentación, cediendo total o parcialmente ésta (Fig. 25).

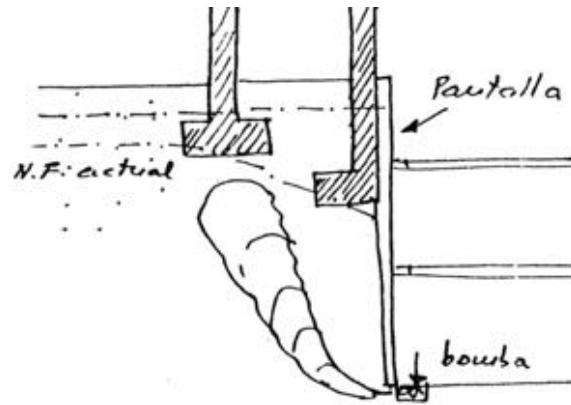


Fig 25: Arrastre de finos por bombeo (descenso del nivel freático)

En suelos arcillosos blandos la saturación del suelo hace que éste adopte una consistencia blanda o fluida, lo que implica una resistencia baja, creando problemas en la estabilidad de taludes y en los fondos de las cimentaciones, produciéndose asentamientos y deformaciones importantes en los edificios.

En suelos arcillosos duros y consolidados, pueden producir caudales de agua hacia las excavaciones a través de lisos y fisuras, de manera que el nivel freático marca una zona de alteración de la consistencia del suelo que es preciso evitar (Fig. 26).

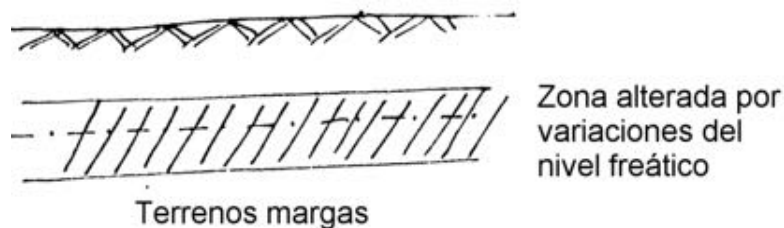


Fig 26

En zonas karsticas (zonas de calizas o margas yesíferas) el agua puede disolver el yeso excavando el terreno formando cavidades que en un momento dado, ante la carga de una cimentación puede hundirse (Fig. 27).

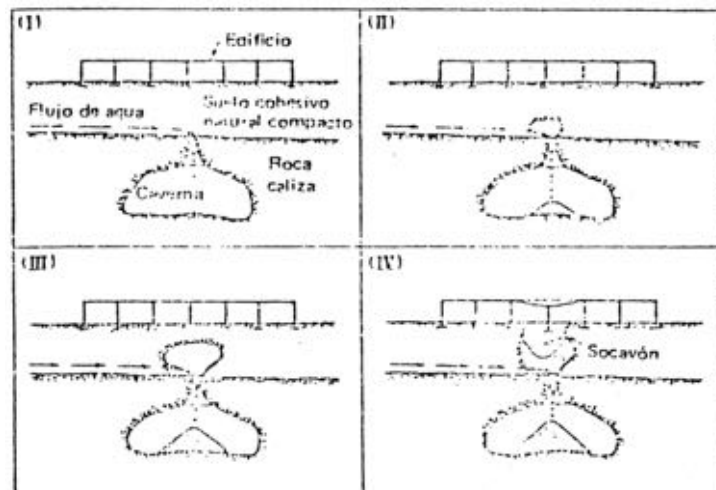


Fig 27: Fases de la formación de socavones en regiones cársticas

Existen suelos estructuralmente inestables, que sufren importantes cambios de volumen espontáneos cuando experimentan variaciones de humedad, producidas por lluvias, inundaciones, variaciones de nivel freático o también debidas a sequías prolongadas.

A estos suelos pertenecen los suelos expansivos y los denominados colapsables.

3.3 CIMENTACIONES EN SUELOS EXPANSIVOS

Los suelos expansivos pueden hincharse al entumecerse y retraerse cuando se desecan. Son suelos de grano muy fino, cuanto menores son los granos de su estructura mineral, mayor se acusa el fenómeno, ya que se forman meniscos más pequeños y, convenientemente, aparecen fuerzas inter-granulares más potentes, que tienden, cuando el suelo se seca a comprimir éste, disminuyendo de volumen, que si no es libre produce agrietamientos en el suelo.

Cuando se incrementa el contenido de humedad, se produce una relajación de la compresión interna y el suelo pasa a estar menos comprimido, expandiéndose.

Este fenómeno se da, pues, en suelo de granos muy finos, como son las arcillas, y dentro de éstas, las más activas son las que están compuestas por montmorillonita, sepiolita y atapulgita. Detectadas por análisis mineralógicos, particularmente de difracción de rayos X, realizadas sobre muestras del terreno.

La expansividad dependerá de:

- Tamaño de las partículas (inferiores a dos micras).
- Composición mineralógica de las mismas.
- Variación de la humedad, que a su vez depende del estado de humedad inicial.
- Del clima (variaciones estacionales, lluvias, inundaciones).
- Del terreno en si (permeabilidad).

Todos estos factores contribuirán a ocasionar daños en edificaciones cimentadas sobre arcillas expansivas. Estos daños podrán agravarse dependiendo de los siguientes factores:

- Época de la construcción.
- Profundidad de la cimentación.
- Número de plantas y peso total del edificio (presión que transmiten los cimientos al terreno).
- Rigidez o flexibilidad de la estructura y resistencia de las fábricas.
- Situación y capacidad de deformación de las redes de saneamiento y abastecimiento de agua, para evitar fugas de agua.
- Diseño de la red de pluviales.
- Pavimentación perimetral.
- Existencias próximas de jardines, masas de árboles, etc.
- Existencia de instalaciones de calefacción u hornos que puedan provocar desecaciones en el terreno.

El clima de la Península Ibérica es esencialmente monzónico, con veranos muy secos e inviernos muy lluviosos, a excepción del litoral cantábrico y atlántico, y las regiones del Levante y Sureste. Estas últimas tienen un clima de tipo sahariano, caracterizado por un déficit de humedad, debido a que la evaporación es superior a la precipitación.

Cuando se construye un edificio en un clima monzónico, se produce una elevación del terreno en época lluviosa y un descenso en la estación seca, con una mayor amplitud a medida que su profundidad es menor, de manera que los puntos que estén debajo de la capa activa, al no sufrir variaciones de humedad, no experimentan cambio de volumen y su movimiento por tanto será nulo.

En las figuras 28, 29 y 31, se muestra esquemáticamente la tipología de daños que experimenta un edificio cimentado en arcillas expansivas en clima monzónico.

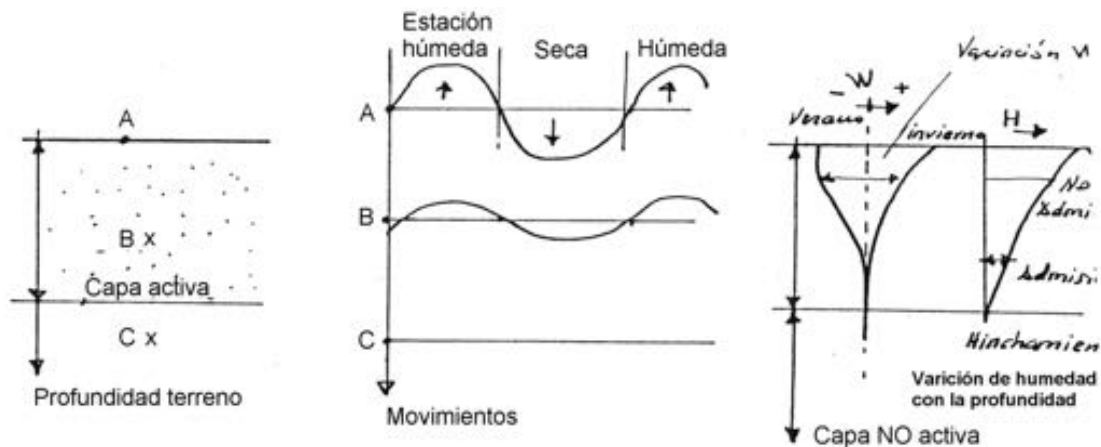


Fig 28: Levantamientos y hundimientos de cimentaciones directas sobre arcillas expansivas en climas monzónicos



Fig 29: Edificio en clima monzónico

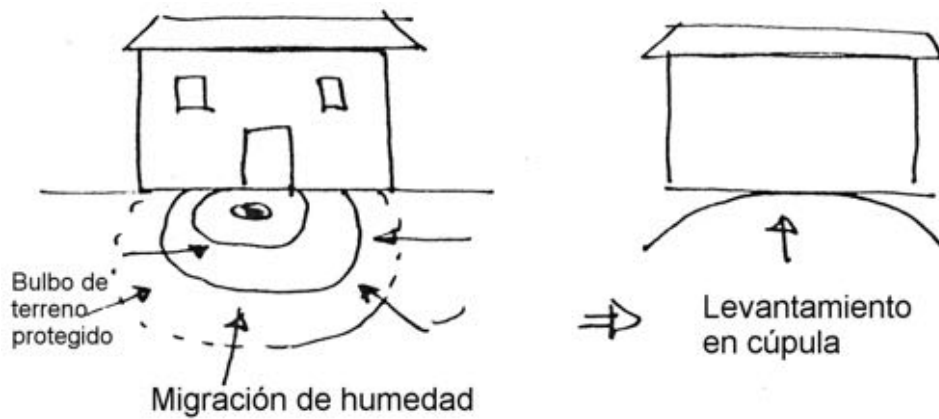


Fig 30: Edificio en clima sahariano

En un clima sahariano, la construcción de un edificio protege al suelo donde se asienta, de la evaporación, creando bajo el mínimo, una especie de bulbo de protección, que dependerá de la ocupación en planta del edificio, hacia cuyo interior existe una migración de humedad, produciéndose un hinchamiento del terreno bajo el mismo, que da lugar al denominado levantamiento en "cúpula" que dependerá también de la orientación y asoleo de las fachadas (Fig. 27).

Como es de suponer, éste movimiento en "cúpula" tarda en manifestarse, del orden de 3 a 5 años.

La expansividad y retracción de las arcillas expansivas se manifiestan en todas las direcciones, dando lugar también a movimientos horizontales, que provocan empujes horizontales sobre las cimentaciones, sobre todo cuando la potencia de la capa activa es pequeña, produciendo cuando estos predominan, un agrietamiento en vertical de los edificios y provocando vuelcos de muros.

Las arcillas expansivas tienen unos colores predominantes, como son los grises, verdes azulados y marrones, pertenecen generalmente a las eras geológicas del Terciario; Oligoceno, Mioceno y Plioceno, tienen un índice de plasticidad alto, y una resistencia a compresión simple que supera los 4 Kg/cm^2 .

Es evidente que una vez detectadas, la cimentación debe de tratar de adecuarse al fenómeno, lo que encarece normalmente el proceso constructivo, al adoptar soluciones que pueden ser:

- Soluciones que eliminen o traten de mitigar la variación de humedad (anchas aceras, etc.)
- Tratar de aislar la cimentación del terreno activo (Pilotes, pozos, etc.)
- Soluciones que adopten la rigidez de la estructura a las deformaciones previstas o por el contrario realizar estructuras muy rígidas, etc.

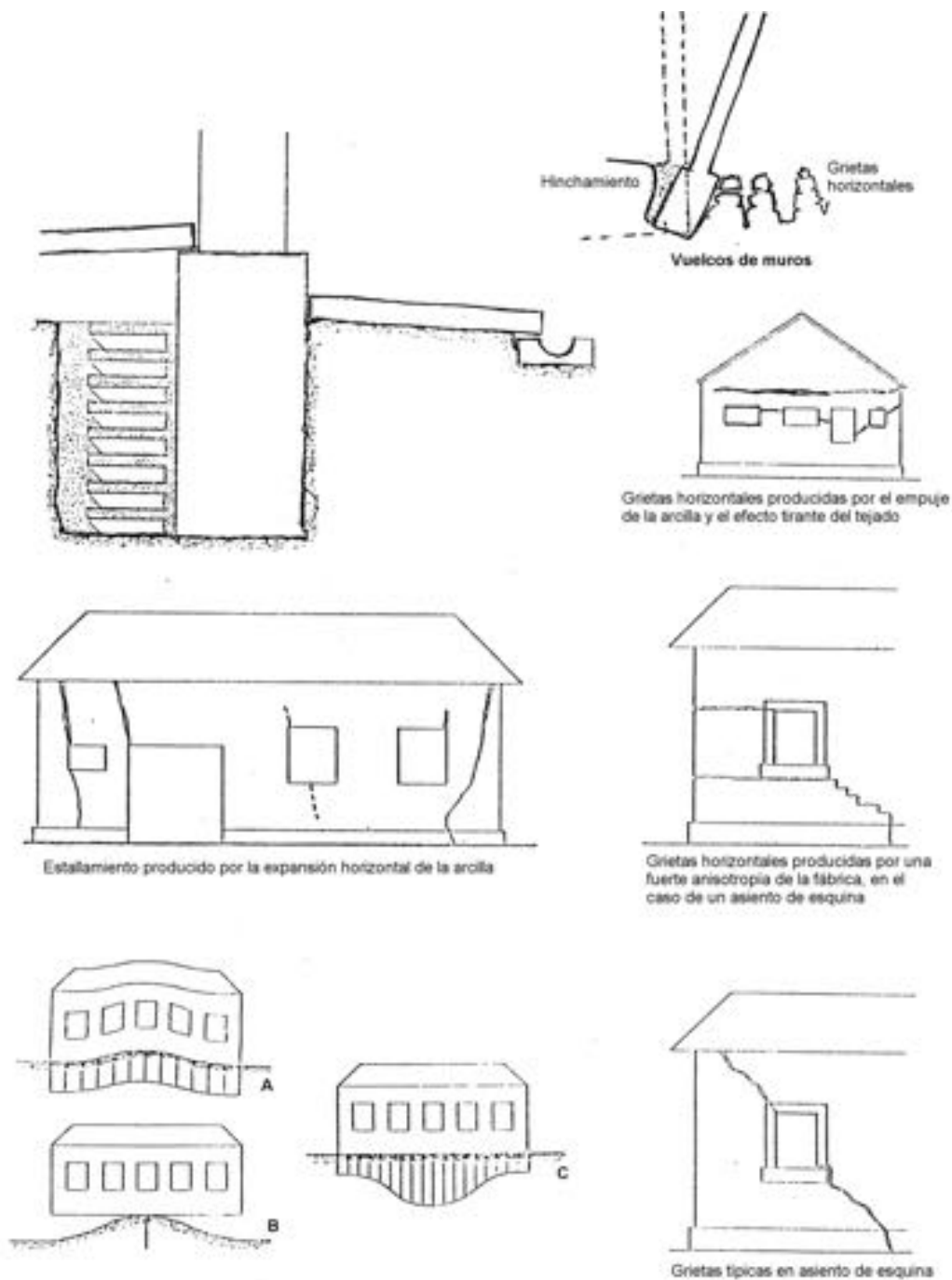


Fig 31: Movimientos horizontales en arcillas

3.4 CIMENTACIONES EN SUELOS COLAPSABLES

Estos suelos de baja densidad, gran índice de poros, con una apariencia rígida, corresponden a limos flojos poco cohesivos no saturados, cuando se saturan, el agua disuelve el cemento natural que da rigidez a su estructura mineral y se produce el colapso.

En estado natural pueden perfectamente tolerar taludes verticales de considerable altura.

Como terrenos de cimentación, pueden ser adecuados mientras no se saturen, en cuyo caso asientan bruscamente.

Un relleno mal compactado, o compactado con la densidad debida pero con una humedad de compactación por debajo de la óptima, suele ser colapsable, sobre todo si es de arena de miga.

La cimentación adecuada sería la que transita sus cargas a estratos más profundos no colapsables (pilotes). En caso de que no fuera posible, se podría cimentar directamente sobre un colchón de suelo compactado, de 2 a 4 m de potencia, en función de la colapsabilidad del suelo y bulbo de presiones, con una densidad no inferior a $1,60 \text{ T/m}^3$.

3.5 DAÑOS PRODUCIDOS POR LAS HELADAS

En terrenos húmedos, cuando se produce una helada, el agua se convierte en hielo y aumenta de volumen.

Si el terreno es granular y no está saturado, el aumento de volumen puede ser absorbido por los huecos que quedan libres, pero si el terreno es de grano fino, al helarse y aumentar el agua intersticial de volumen, se esponja, y cuando se produce el deshielo ocurre el fenómeno contrario, de manera que una cimentación ligera que esté dentro de la zona de influencia de la helada, a menos de 0,50 m. de profundidad, tendrá movimientos que tenderá a levantarla durante las heladas y a descender con el deshielo.

Normalmente esto no ocurre actualmente, lo que sí es más corriente es que se cimiente en época invernal y sorprenda una helada sin estar protegidos los cimientos.

3.6 CIMENTACIONES EN SUELOS INESTABLES

La inestabilidad de los terrenos puede ser debida a efectos superficiales que pueden abarcar grandes zonas, como son los desplazamientos de laderas, y a efectos más profundos como los problemas de subsidencia y cavidades.

Las laderas inestables. Suelen ser producidas por terrenos con un ángulo de rozamiento interno pequeño, es decir suelos plásticos, como es el caso de arcillas, que sobre bases rocosas, impermeables, con cierta inclinación, tienden por causa del agua a expansionarse, haciéndose inconsistentes, deslizándose.

Generalmente son reptaciones lentas, en laderas en equilibrio estricto, alteradas por obras de urbanización, acumulación de edificaciones, apertura de nuevos viales, etc., que afectan a capas de poco espesor de 1 a 3 metros.

En taludes arcillosos o margosos, con fuertes pendientes, mayores de 25° , cuando aparecen incrementos del nivel freático o sufren socavaciones debidas a tormentas, riadas al pie del mismo, se produce un deslizamiento curvo que afecta a grandes áreas.

En cornisas rocosas, pueden producirse desprendimientos de grandes bloques por meteorización de la misma o por erosión de las capas arcillosas subyacentes.

El fenómeno de SUBSIDENCIA, es el asiento generalizado del terreno por consolidación, disolución o extracción del mismo en capas inferiores.

Es el caso de la existencia de túneles, galerías provocadas por la disolución de terrenos yesíferos por el agua.

3.7 CIMENTACIONES EN TERRENOS CON MATERIA ORGÁNICA

Los suelos con restos de materia orgánica, turbas, restos vegetales, etc., no son aptos para cimentar, pues la descomposición de la materia orgánica produce asientos importantes, que dependerán entre otras causas de la presencia de agua y de la potencia del estrato, de manera que es necesario sustituirlos o atravesarlos con cimentaciones profundas.

3.8 CIMENTACIONES EN TERRENOS AGRESIVOS AL HORMIGÓN

Las cimentaciones pueden ser atacadas por el terreno que las rodea.

En el caso de cimentaciones de pilotes de madera, cuando existen variaciones freáticas, la parte del pilote que está situada por encima del nivel freático, se destruye por ataque de hongos que atacan a sus células, y putrefactan al pilote.

En el caso de pilotes metálicos estos pueden sufrir la corrosión, en medios suficientemente agresivos.

En el caso de cimentaciones de hormigón, éste puede ser atacado por numerosos productos contenidos en las tierras o disueltos en las aguas, descomponiendo el cemento y corroyendo las armaduras. Estos productos son, sales, sulfatos de cal o yeso, sulfato magnésico y aguas que hayan circulado por terrenos que contengan cloruros (sódico, potásico).

Los efectos de la agresividad dependerán de la existencia y presión del agua, su composición, de la permeabilidad del terreno y de las características del hormigón y cimentación utilizada.

La facilidad de renovación de las sustancias agresivas, incrementa la velocidad de ataque, así un hormigón sometido a aguas agresivas en movimiento, será más atacado que si está enterrado en un suelo arcilloso, dado que la baja permeabilidad de éste, limita la renovación del agua y, como consecuencia, la aportación de nuevas sustancias deteriorantes sobre el hormigón.

El análisis del agua que baña la cimentación, así como su presión y variación del nivel freático es fundamental para estudiar las soluciones posibles.

La agresividad del terreno se puede evaluar mediante:

a) Análisis del agua

- Valor del PH
- Contenido en ácido silícico
- Contenido en ión calcio
- Contenido en ión magnesio
- Contenido en ión sulfato
- Contenido en ión cloro
- Contenido en ácido carbónico
- Dureza del agua

b) Análisis del suelo

- Contenido de materia orgánica
- Contenido de sales solubles
- Determinación del PH del suelo

Una vez analizada la agresividad del entorno de la cimentación, se utiliza los cementos especiales adecuados.

En el caso de terrenos próximos a zonas industriales y fábricas de productos químicos, no será suficiente el utilizar solo cementos especiales, debiendo recurrirse a recubrir las cimentaciones con revestimientos especiales, (plásticos, anti-ácidos, metálicos, cerámicos, etc.)

3.9 PATOLOGÍA DEBIDA A EXCAVACIONES Y EJECUCIÓN DE SÓTANOS

Cuando se realiza una excavación, se provoca una alteración de tensiones en el terreno contiguo, provocándose deformaciones horizontales y verticales.

Las deformaciones horizontales, son debidas a los empujes del terreno, agravado en el caso de que existan cargas debidas a cimentaciones próximas.

Las deformaciones verticales, son debidas a las distintas cargas isostáticas a que está sometida la solera de la excavación, tal como se explica en la figura.

Entre los factores que intervienen en estos movimientos, tenemos que tener en cuenta los siguientes:

- Condiciones y características del suelo
- Existencia de nivel freático
- Dimensiones y profundidad de la excavación
- Sistema y tiempo de ejecución de la excavación
- Rigidez del soporte de contención y secuencia de ejecución
- Cargas adyacentes. Tipos de edificios, (nuevos o viejos)
- Existencia de vibraciones

- Condiciones climatológicas

En la actualidad, en las ciudades de gran densidad urbana, debido a la carestía de solares, ordenanzas limitando altura y obligación de construir aparcamientos, a dado lugar a la existencia de grandes excavaciones urbanas de gran volumen, en zonas donde la tipología del terreno no es la adecuada para tal fin, creando una patología definida por:

- Descalces de cimentaciones superficiales
- Movimientos horizontales y verticales
- Variaciones del nivel freático, con reducción de la capacidad portante o bien, aumento temporal de presiones intersticiales.
- Erosión interna del terreno por arrastre de finos.
- Creación de grandes bulbos de presiones que afectan a las estructuras próximas.

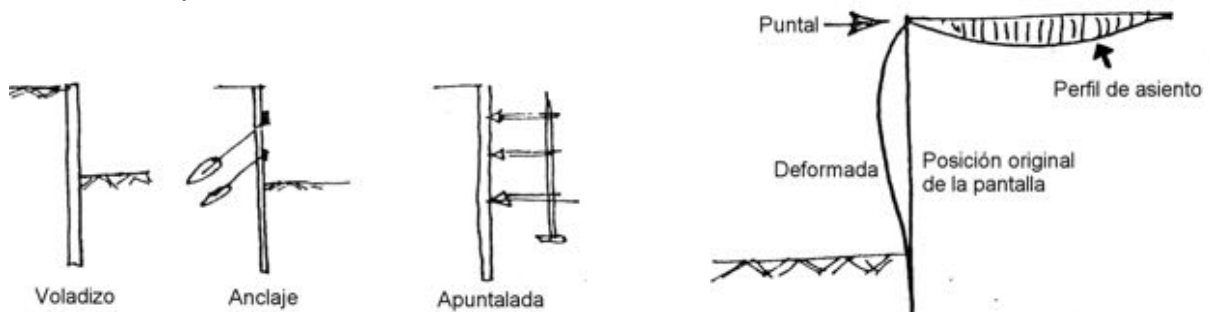


Fig 32

Fig 33: Movimientos del terreno en el trasdós de muros pantalla por efecto de la excavación

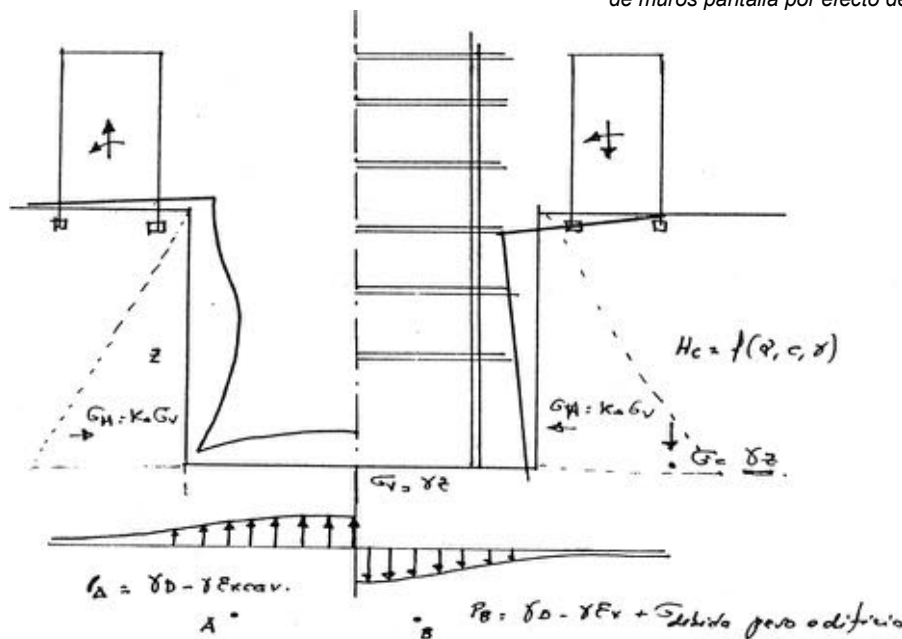


Fig 34: Movimientos del terreno durante la excavación

3.10 PATOLOGÍA DEBIDA A RELLENOS

Cuando se dispone de un relleno sobre el suelo, este incremento de carga provocará unos asientos del terreno, que dependerá del peso del relleno y de la

compresibilidad del suelo. Al ser el suelo un medio continuo, el asiento afectará a los solares colindantes, viéndose por tanto afectadas las cimentaciones próximas, provocando asientos diferenciales de las zapatas en función de la proximidad del relleno.

Si la cimentación de los edificios próximos está formada por pilotes, el relleno producirá al asentarse, un incremento de cargas verticales, debido al rozamiento negativo, y por otra parte, debido a los desplazamientos horizontales del asentamiento produce, sobre todo en la fila de pilotes más próximos al relleno, uso esfuerzos horizontales que pueden llegar a partir el pilote, sobre todo si éste trabaja por punta, al no armarse el pilote a flexión.

3.11 ERRORES DE EJECUCIÓN

Los errores de ejecución, prescindiendo del error de dimensionado, se produce fundamentalmente en cimentaciones realizadas por pilotaje, sobre todo cuando la excavación se ejecuta a rotación y el terreno no es suficientemente coherente y/o existe nivel freático, lo que puede producir cortes en el hormigonado.

En las figuras 35 a 40, se representan los casos más característicos de errores de ejecución de pilotajes.

Dentro de este apartado pueden incluirse algunos de los anteriores, sobre todo los que utilizan cimentaciones inadecuadas al terreno y los fallos que se producen en las excavaciones urbanas.

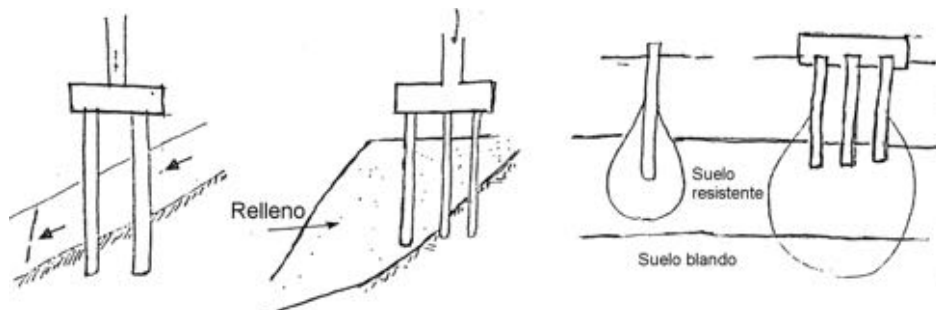


Fig 35

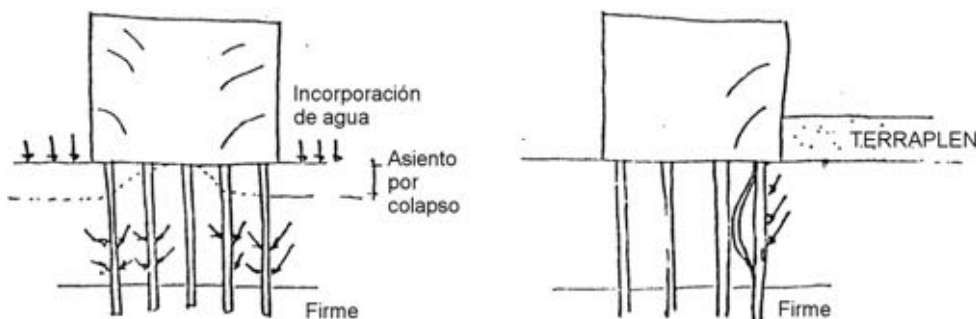
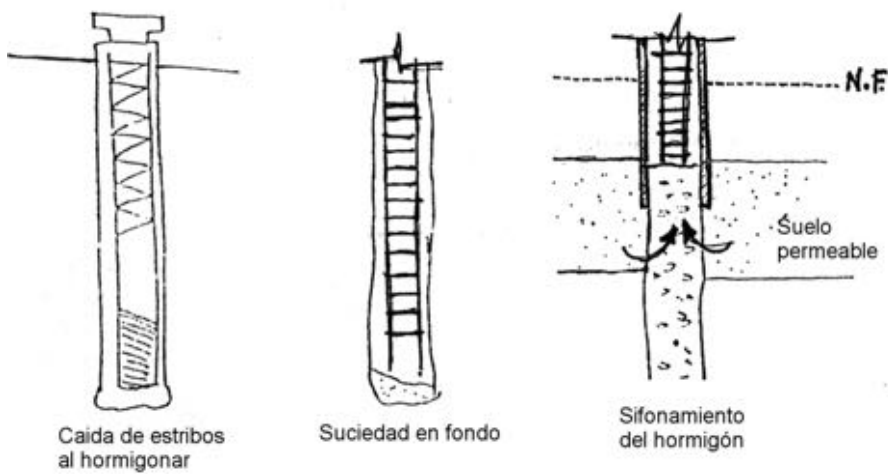
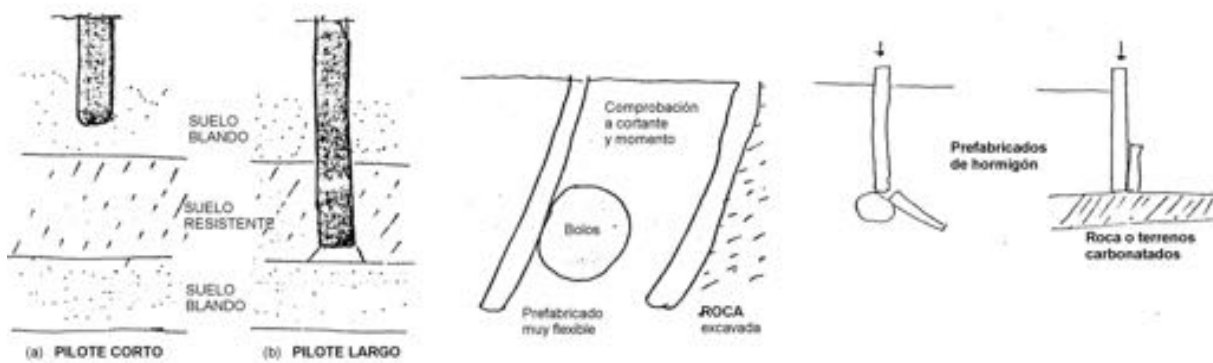
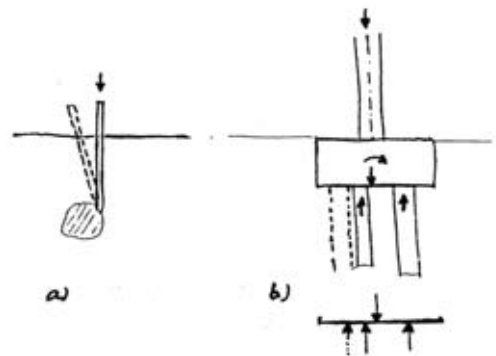
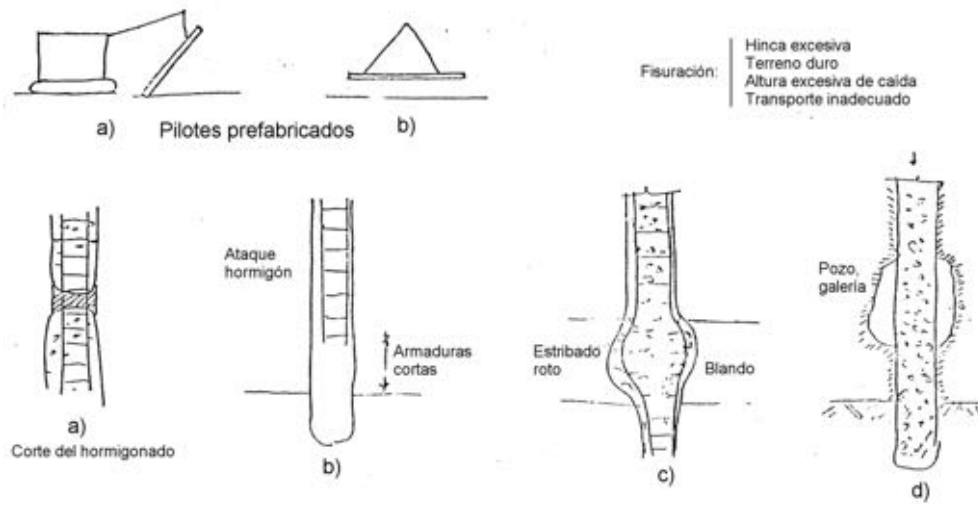


Fig 36



ANEXO 1: MODELO DE PLIEGO DE CONDICIONES PARA LA REALIZACIÓN DE ESTUDIOS GEOTÉCNICOS



1. Ambito de aplicación

Obtención, mediante reconocimientos, de las características del terreno necesarias para el uso de las NTE de Cimentaciones.
La presente NTE no es de aplicación en los casos siguientes:
- En terrenos que sean susceptibles de deslizamientos o en los que haya precedentes de la existencia de galerías u oquedades subterráneas de origen natural o artificial.
- En terrenos en los que el edificio a cimentar sea de tipo industrial.
El reconocimiento del terreno comprende en la presente NTE, campaña de reconocimiento e informe geotécnico.

2. Información previa

Del terreno a reconocer

Plano acotado del terreno con curvas de nivel y situación prevista del edificio con indicación de su perímetro y área.
Usos del terreno, obras anteriores y posibles modificaciones sufridas en el perfil del mismo.
Situación y disposición de redes subterráneas como de abastecimiento, sanitarias, drenajes.

Del edificio a cimentar

Secciones del edificio con indicación de las cotas de los niveles de la superficie del terreno.
Morfología y tipo de estructura.
Planta acotada de los apoyos del edificio con indicación de las cargas a transmitir a la cimentación.
Tipo de cimentación previsto y/o planta de cimentación prevista y su profundidad.

General de la zona

Datos disponibles de:
La existencia de roca o estratos resistentes en el terreno utilizados normalmente en la zona como firme para cimentar.
Capas freáticas.
La existencia de terrenos expansivos y/o agresivos.
Precedentes de grandes irregularidades en el terreno como fallas, corrimientos o estratos erráticos.

De los terrenos colindantes

Datos disponibles de:
Estratigrafía y niveles freáticos.
Expansividad y/o agresividad.
Características mecánicas, utilizadas en el cálculo de las cimentaciones próximas.

De las edificaciones situadas a menos de 50 m

Número de plantas incluidos sótanos.
Morfología y tipo de estructura.
Desnivel entre el edificio proyectado y los circundantes, existencia de estructuras de contención.
Plano acotado de cimentación, con indicación de cotas de profundidad.
Cargas transmitidas al terreno por las cimentaciones.
Comportamiento de las edificaciones en función de los movimientos del terreno.

3. Criterio de diseño

Campaña de reconocimiento

Se consideran las siguientes campañas de reconocimiento:

- CEG-1 Campaña de categoría I
- CEG-2 Campaña de categoría II
- CEG-3 Campaña de categoría III
- CEG-4 Campaña de categoría IV

Cada campaña de reconocimiento se define en esta NTE mediante:

- Número de puntos a reconocer.
- Profundidad a alcanzar en cada punto.
- Situación de los puntos en la superficie del terreno.
- Técnicas de reconocimiento a emplear.
- Número y tipo de muestras a extraer.
- Ensayos a realizar in situ y en laboratorio.

El número, la profundidad y la situación de los puntos del reconocimiento se determinan en la especificación de Diseño correspondiente a cada campaña. Las técnicas, número y tipo de muestras y ensayos a realizar se determinan en la especificación de Construcción correspondiente a cada campaña.

3.1. Objeto

El presente pliego tiene por objeto establecer las condiciones que han de regir para la realización de un estudio geotécnico del tipo _____ y nivel _____ en _____ término municipal de _____ provincia de _____, propiedad de _____ y a instancia de _____.

Este estudio del terreno es preceptivo según el artículo primero del decreto 462/1971 de 11 de marzo, por el que se dictan normas sobre redacción del proyecto y dirección de obras de edificación.

3.2. Identificación del ofertante y cumplimiento de requisitos para ser adjudicatario

El adjudicatario deberá reunir las siguientes condiciones:

- Ser persona natural o jurídica con una organización que disponga de elementos personales y materiales adecuados y vinculados de modo permanente y cuya actividad tenga relación directa con el campo de la mecánica del suelo y cimentaciones.
- Asimismo deberá tener plena capacidad de obrar y no estar incurso en prohibiciones que le hagan incompatible con el trabajo a realizar.
- Además, por el carácter técnico de su actuación, se le exigirá que tanto la oferta como el estudio geotécnico estén redactados bajo la responsabilidad de un técnico competente de grado superior y los ensayos sean realizados por un laboratorio INCE o bien homologado por el MOPU en la clase C.

3.3. Presentación de los resultados

La emisión de los resultados por el adjudicatario se realizará por medio de un documento que recoja, con suficiente claridad y precisión, los siguientes aspectos:

1.º En la memoria:

- Antecedentes y objeto del estudio.
- Trabajos realizados y localización de los mismos.
- Descripción geológica de la parcela y su entorno.
- Naturaleza y entofografía del terreno.
- Aguas freáticas.
- Zonificación de la parcela en caso de variar las condiciones geotécnicas.
- Problemas de inestabilidad, colapso, anisotropía, etc.

2.º En un anexo:

La información adicional que se precise en cada caso, como:

- Planos geológicos y/o geomorfológicos.
- Cortes estratigráficos de sondeos y galerías.

- Gráficos de penetración.
- Gráficos de prueba de carga.
- Resultados de los ensayos de laboratorio.
- Perfiles tipo del terreno.
- Gráficos resumen de propiedades geotécnicas.

3.º En el informe:

Un resumen donde el técnico responsable del estudio establecerá:

- Condiciones de cimentación (estudios de asiento y capacidad portante).
- Estudios de alternativas de cimentación.
- Recomendaciones constructivas.
- Nivel de fiabilidad que ofrece el estudio dentro del tipo establecido.

Además se procurará informar sobre la experiencia local respecto a la tipología de cimentaciones, problemas geotécnicos, zonas de inestabilidad general o localizada, antiguas construcciones o servicios, etc., así como sobre aspectos de drenaje, movimiento de tierras, excavaciones, etc., que puedan ser necesarios para la correcta ejecución de las obras de urbanización y edificación.

3.4. Previsión de los trabajos a realizar

En la oferta se incluirá una previsión de los trabajos a realizar de forma que éstos queden definidos y especificados con las correspondientes prescripciones técnicas que habrán de cumplirse en la ejecución.

Esta previsión se estructurará de la siguiente forma, indicando:

1.º Técnicas de reconocimiento

Donde se establecerán las técnicas que se pretenden emplear para la prospección del terreno, el equipo disponible y las prescripciones que habrán de regir en la realización de los trabajos.

Para ello, las técnicas a emplear se clasificarán en:

- Métodos geofísicos.
- Sondeos manuales y/o mecánicos.
- Pruebas de penetración estática y/o dinámica.
- Pozos o calicatas.

2.º Toma de muestras

Donde se establecerán los tipos de muestras a extraer, el utillaje a utilizar, incluyendo diseño, y las prescripciones que habrán de regir en su obtención.

Los tipos de muestra a obtener se clasificarán en:

- Alteradas
- Inalteradas

3.º Ensayos «in situ»

Donde se establecerán las determinaciones que se prevén realizar en campo, el equipo disponible y las prescripciones que habrán de regir en su ejecución.

Los ensayos «in situ» se clasificarán en:

- Penetración estándar (SPT).
- Presiométricos.
- Escisométricos (Vane test).
- Pruebas de carga mediante placa.
- Permeabilidad.
- Determinación del nivel freático.

3.5. Presupuesto del estudio geotécnico

4.º Ensayos en laboratorio

Donde se establecerán las determinaciones que deberán realizarse en laboratorio, y las prescripciones que han de regir en su ejecución.

Los ensayos de laboratorio se clasificarán en:

- Pruebas de identificación y ensayo
- Pruebas de determinación de las propiedades mecánicas. Resistencias. Deformabilidad.
- Otras características

La oferta económica se determinará por medio de un presupuesto, detallado por capítulos y unidades, especificando en él los precios de cada unidad e indicando para cada una su precio unitario y el número de unidades previstas como necesarias para la realización del trabajo.

El presupuesto se estructurará en los siguientes capítulos básicos:

1.º Trabajos de campo

Donde se especificará la valoración de los trabajos previstos indicando para cada uno la unidad de medición empleada, la identificación del trabajo a realizar, el número de unidades previstas, su precio unitario, el total parcial correspondiente a cada unidad y el total del capítulo obtenido por la suma de los totales parciales.

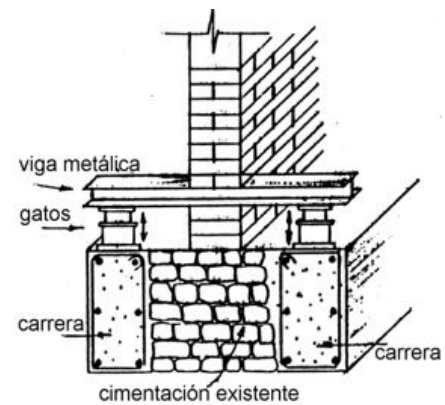
2.º Ensayo de laboratorio

Donde se especificará la valoración de los ensayos previstos indicando para cada uno la unidad de medición empleada, la identificación del ensayo a realizar, el número de ensayos previstos, su precio unitario, el total parcial correspondiente a cada unidad y el total del capítulo obtenido por la suma de los totales parciales.

3.º Elaboración del informe geotécnico

Donde se valora la dirección y supervisión de los trabajos, así como la redacción del informe y las conclusiones finales.

El orden de exposición de las distintas partidas se corresponderá con el de la previsión de trabajos a realizar y la presentación del presupuesto, en la forma que a título orientativo se indica a continuación:

TOMO 1**CAPITULO V****RECALCES Y REFUERZOS EN LAS CIMENTACIONES**

CAPITULO V**RECALCES Y REFUERZOS EN LAS CIMENTACIONES**

Ildefonso Torreño Gómez

Indice:

1. RECALCES: INTRODUCCIÓN	153
2. RECALCES SUPERFICIALES	154
2.1 Elevación del plano de apoyo	
2.1.1 Perforación y pasador	
2.1.2 Cajado	
2.1.3 Capitel superior	
2.1.4 Capitel invertido	
2.1.5 Barras soldadas	
2.1.6 Resina	
2.1.7 Capitel invertido y resina	
2.2 Mantenimiento del plano de apoyo	
2.2.1 Ensanche de zapatas	
2.2.2 Refuerzo de zapatas	
2.2.3 Sustitución de zapatas	
2.3 Profundización del plano de apoyo	
2.3.1 Zapata aislada	
2.3.2 Zapata corrida	
2.3.3 Perforación e inyección	
2.4 Mejora del terreno	
2.4.1 Inyecciones	
2.4.2 Cosido o armado del terreno	
2.4.3 Drenaje e mipermeabilización	
3. RECALCES PROFUNDOS	167
3.1 Pilotes atravesando la cimentación	
3.2 Pilotes adosados a la cimentación y encepado posterior	
3.3 Pilotes con control de carga	

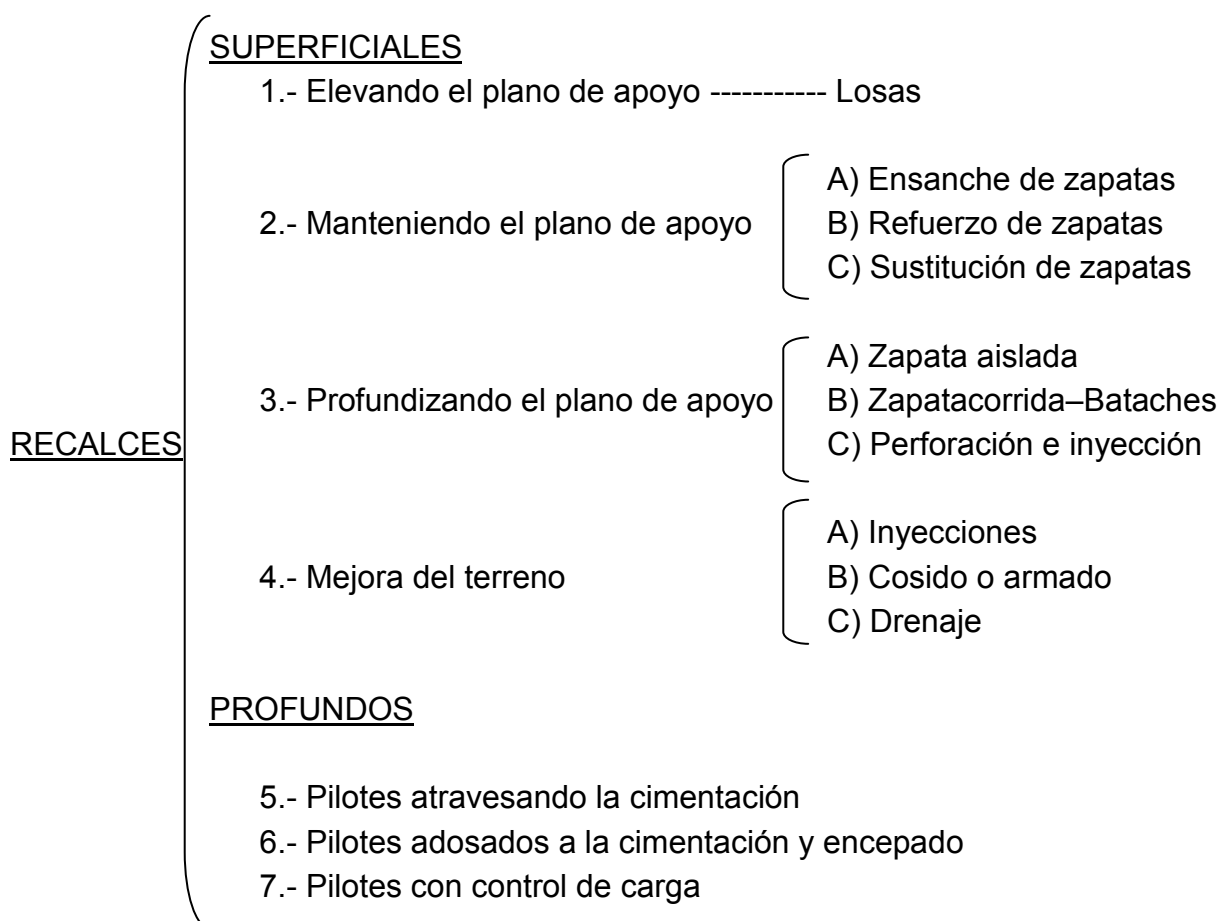
1 RECALCES: INTRODUCCIÓN

No debe entenderse la palabra recalce sólo como la solución a una operación realizada o al arreglo de un cimiento mal ejecutado. En muchas ocasiones debe recalzarse un cimiento cuando se produce un aumento de cargas por circunstancias tales como, el cambio de uso del edificio y otras.

Un cimiento puede recalzarse de muchas maneras, pero todas ellas pueden agruparse en dos tipos principales.

Si el terreno es capaz de soportar las solicitaciones de las cargas que le transmite el edificio, se realiza un recalce superficial. En caso contrario, cuando la capacidad portante, al nivel del plano de apoyo, es inferior a la requerida y cuando hay peligro de compresiones del terreno y los asentamientos consecuentes se efectúa un recalce en profundidad.

En el siguiente cuadro figura esquemáticamente una relación de los tipos más importantes de recalce, que vamos a analizar seguidamente:



2 RECALCES SUPERFICIALES

2.1 ELEVACIÓN DEL PLANO DE APOYO

Cuando la capacidad portante del terreno es insuficiente, cabe la solución de realizar una losa que disminuirá sensiblemente la presión de carga.

Esta losa se realiza normalmente a la altura de la cara superior de las zapatas existentes y por ello decimos que se ha elevado el plano de apoyo.

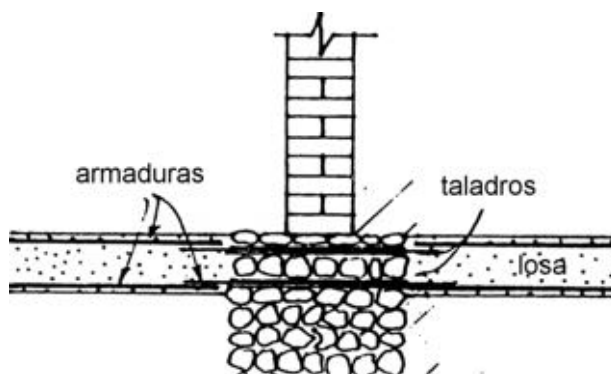
Hay distintas soluciones para su ejecución, que se diferencian fundamentalmente en la conexión a la base de los pilares.

Las soluciones más comunes, son las siguientes:

LOSAS	Fábrica de ladrillo sobre zapatas de mampostería	<ul style="list-style-type: none"> 1.- Perforación y pasador 2.- Cajado 3.- Capitel superior 4.- Capital invertido
	Estructura de hormigón.	<ul style="list-style-type: none"> 1.- Barras soldadas 2.- Resina 3.- Capitel invertido y resina

2.1.1 Perforación y pasador

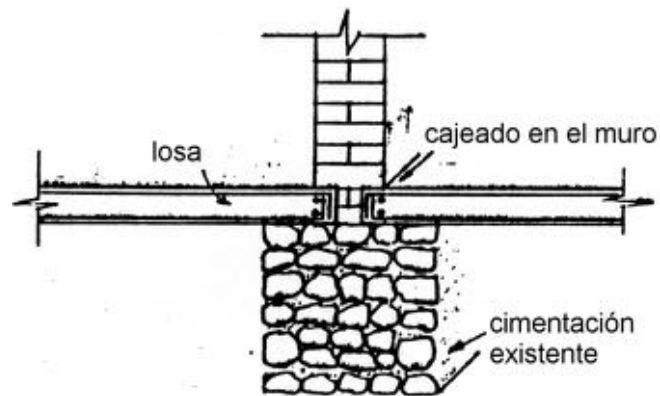
Consiste en perforar la zapata de mampostería horizontalmente, colocando luego las armaduras necesarias, según el cálculo, para armar la base del pilar, luego se hormigona.



2.1.2 Cajado

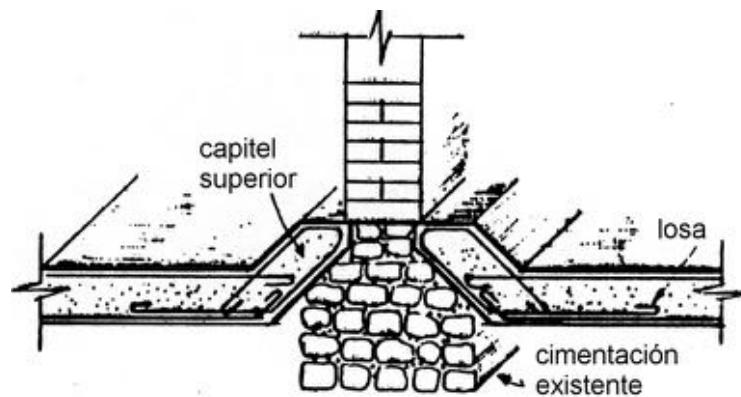
Consiste en realizar una caja en las caras de la fábrica de ladrillo, donde luego se alojará la armadura de la losa.

Debe realizarse esta operación cuidadosamente y apeando antes para evitar que, al disminuir la sección del muro, éste no sea capaz de soportar la carga y se produzca un hundimiento.



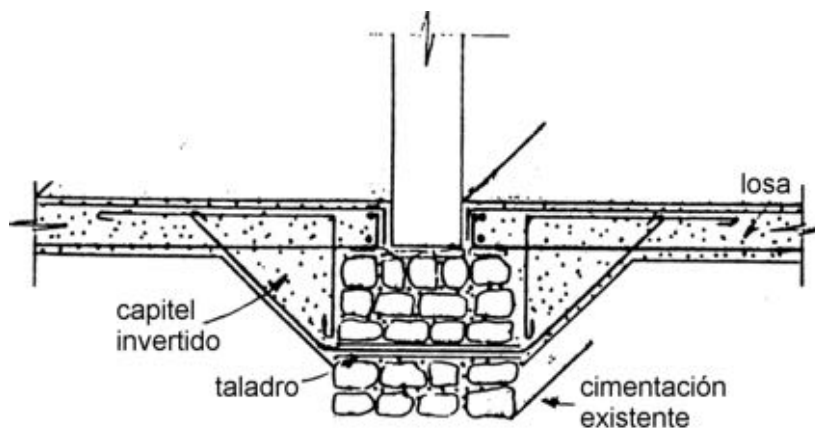
2.1.3 Capitel superior

Tras apear, se elimina parte de la zapata y se colocan las armaduras en forma de capitel, elevándose por encima del nivel de la losa, luego se hormigona.



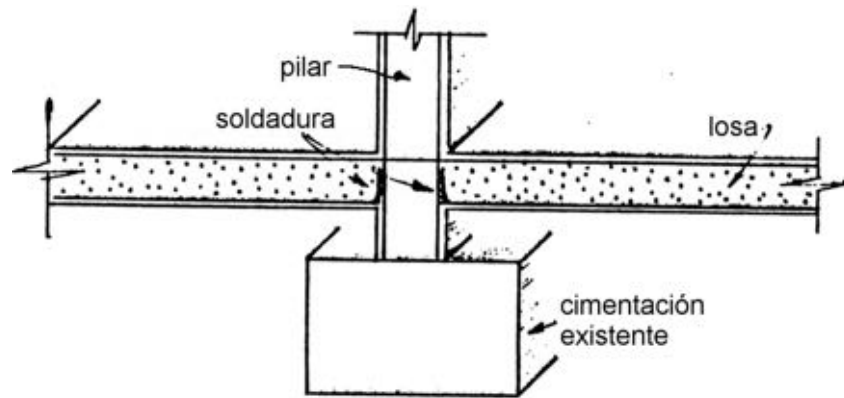
2.1.4 Capitel invertido

Es una solución análoga a la anterior, pero el plano superior de la losa queda horizontal y el capitel armado se coloca invertido, para lo cual es necesario taladros en la zapata, con el fin de pasar las armaduras que deben doblarse posteriormente.



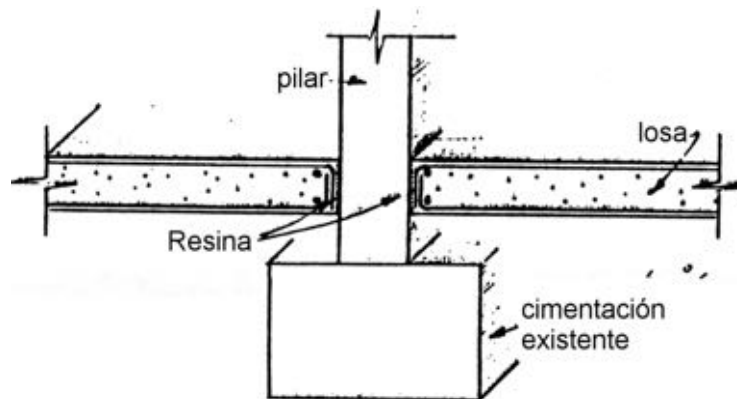
2.1.5 Barras soldadas

Al ser, en este caso, la estructura de hormigón, se descarna superficialmente la cara del hormigón del pilar hasta llegar a descubrir las armaduras, que luego se sueldan a las de la cara inferior de la losa. Las de la cara superior se colocan atravesando el pilar por los taladros realizados al efecto.



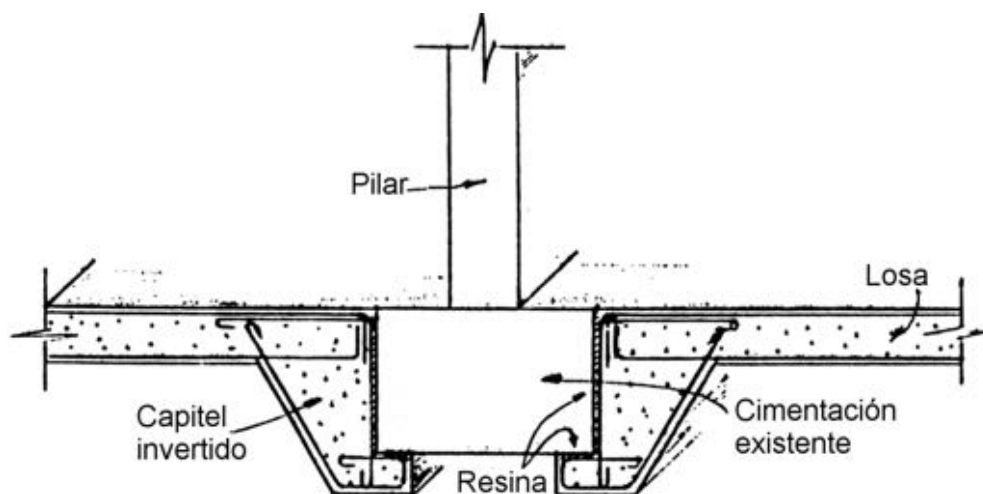
2.1.6 Resina

En este caso, la losa se adhiere al hormigón del pilar, utilizando una formulación de resina epoxi adecuada para la unión de hormigón fresco a hormigón endurecido.



2.1.7 Capitel invertido y resina

Este es un caso análogo al anterior, con la variante de colocar un capitel invertido que se introduce bajo la zapata antigua.



2.2 MANTENIMIENTO DEL PLANO DE APOYO

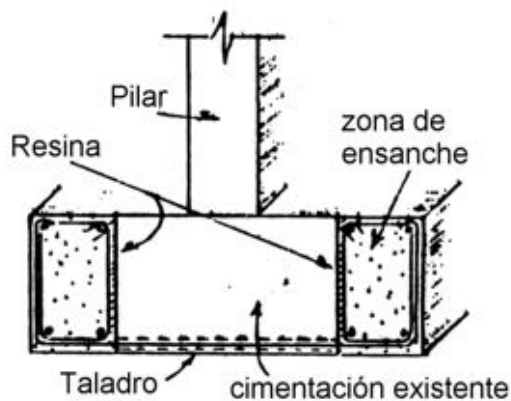
Si se mantiene el plano de apoyo de la cimentación, las zapatas pueden ensancharse, reforzarse o sustituirse.

2.2.1 Ensanche de zapatas

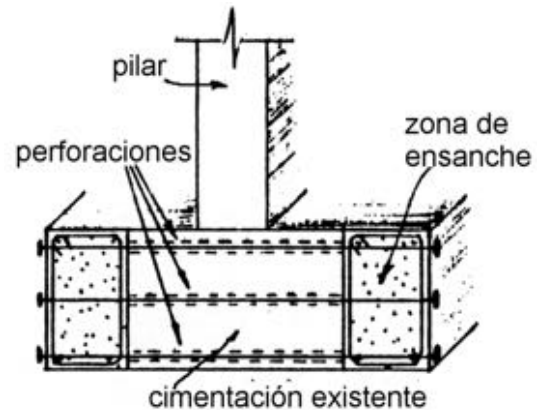
Puede realizarse el ensancho por los siguientes procedimientos:

- Perforación y resina
- Perforación y tirantes
- Recorte en cuña
- Perforación, tirantes y dentado
- Sistema PYNFORD
- Puentes

a) El procedimiento de perforación y resina consiste en realizar en la cara inferior de la zapata, unas perforaciones para el paso de las armaduras y luego aplicar una formulación de resina epoxi adecuada para la unión de hormigón fresco con hormigón endurecido.



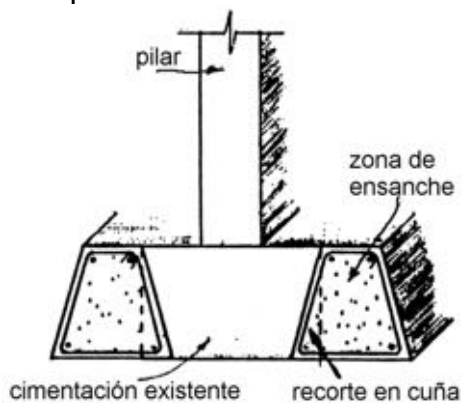
(a) Perforación y resina



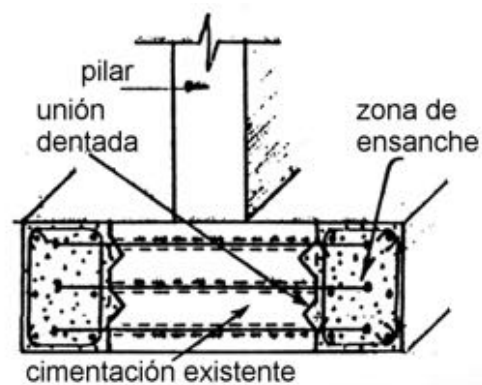
(b) perforación y tirantes

b) El sistema de perforación y tirantes consiste en realizar la unión entre hormigón fresco y endurecido, con unos tirantes previa perforación y colocación de armaduras.

c) El procedimiento de recorte en cuña consiste en realizar un corte inclinado como el indicado en la figura, para asegurar la transmisión de cargas a la parte nueva de la zapata.



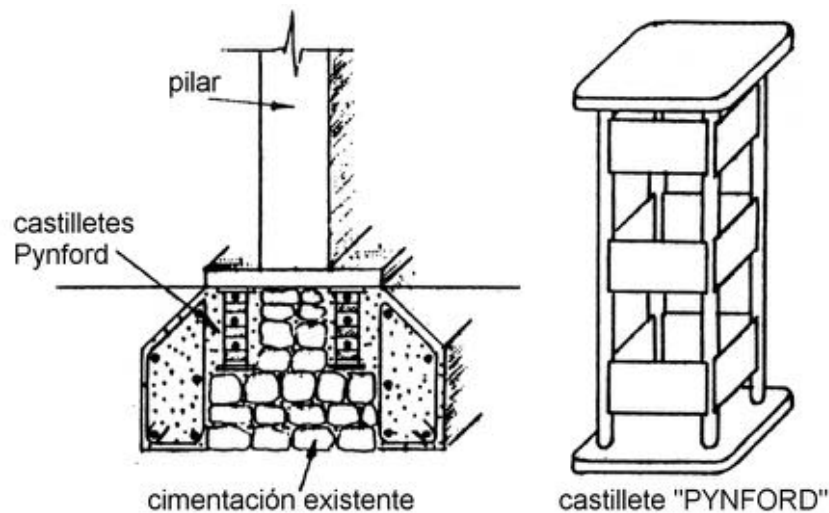
(c) recorte en cuña



(d) perforación, tirantes y dentado

d) El procedimiento de perforación, tirantes y dentado es una variante de los anteriores, con la única diferencia de que las caras exteriores de la zapata se pican dejando una zona dentada para conseguir la trabazón entre el hormigón fresco y endurecido.

e) El Sistema Pynford consiste en la utilización de unos castilletes metálicos, denominados “Pynford”, que se colocan en unos huecos abiertos en la zapata. Tras colocar un anillo superior de refuerzo y pasar las armaduras, que van a zunchar la zapata a través de los huecos de los castilletes, se hormigona la nueva zapata ensanchada.

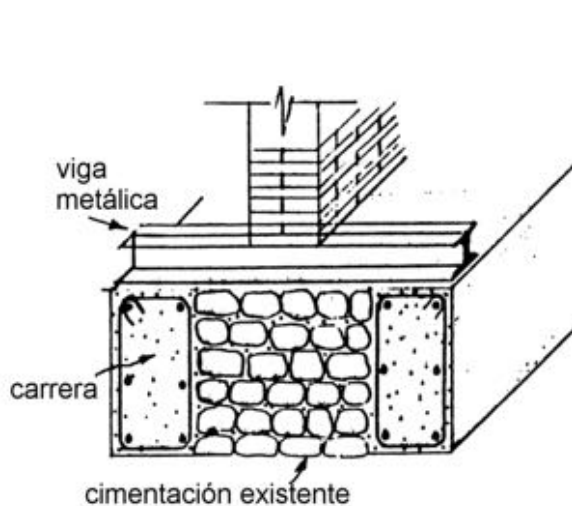
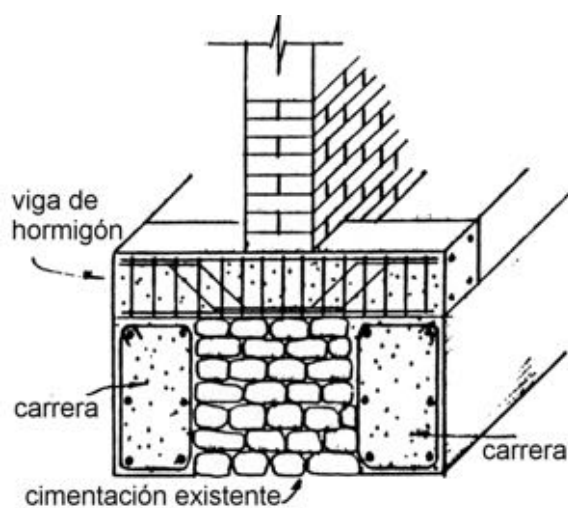
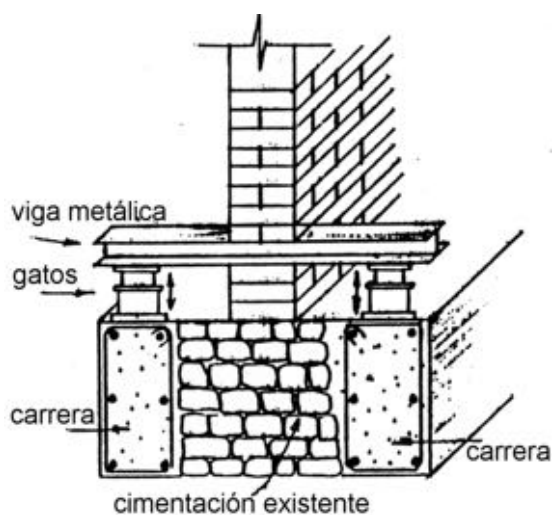
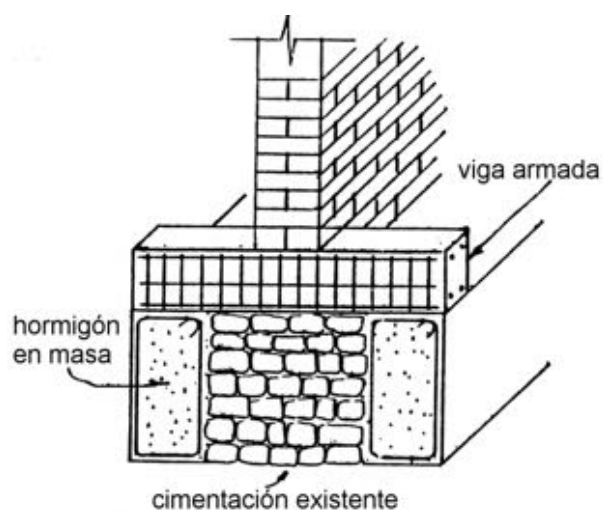
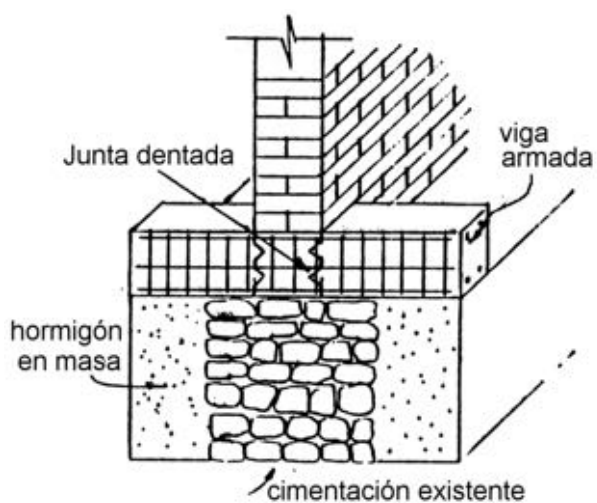
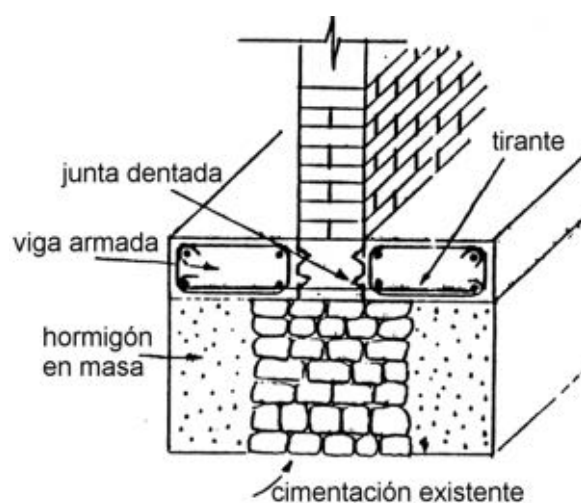


f) A veces, una solución cómoda puede consistir en el punteo del cimiento por encima del mismo. De esta forma se crea un nuevo cimiento alrededor del existente y sobre él se carga a través del puente creado. Existen numerosas soluciones de punteo, pero las más utilizadas son:

- Carrera y viga pasante metálica
- Carrera y viga pasante de hormigón
- Carrera y gatos
- Hormigón en masa y viga armada
- Hormigón en masa y viga armada con junta dentada
- Hormigón en masa y doble viga armada con tirantes

Los sistemas de punteo que se describen a continuación, se realizan siempre en zapatas corridas de muro. En los tres primeros se coloca a cada lado de la antigua cimentación, una carrera o viga continua armada, que es la encargada de realizar la función de nuevo cimiento.

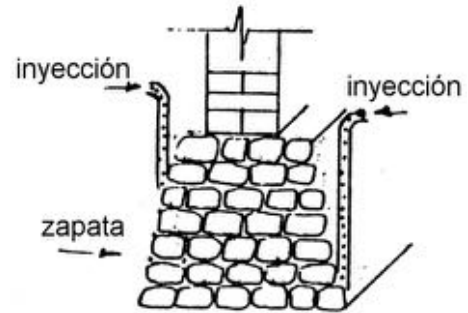
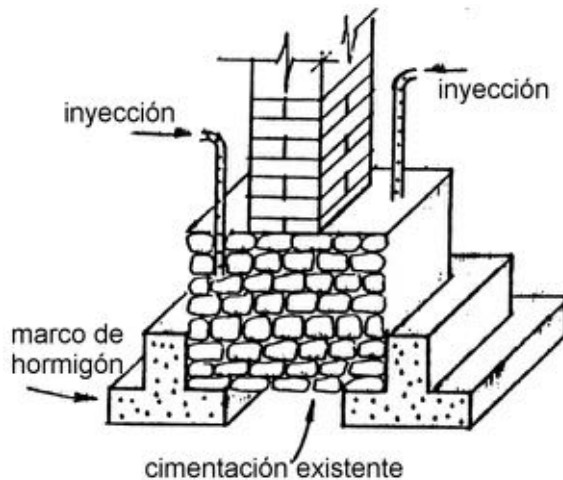
En los tres casos no hay viga armada, sino un relleno de hormigón o una inyección del terreno para su mejora.

*Carrera y viga pasante metálica**Carrera y viga pasante de hormigón**Carrera y gatos**Hormigón en masa y viga armada**Hormigón en masa y viga armada con junta dentada**Hormigón en masa y doble viga armada con tirantes*

2.2.2 Refuerzo de zapatas

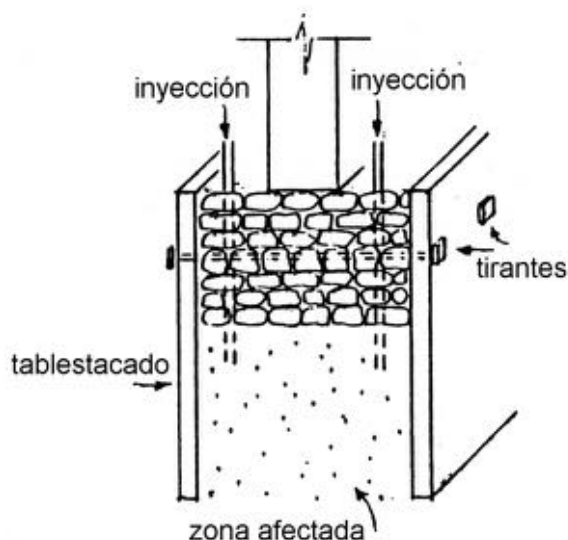
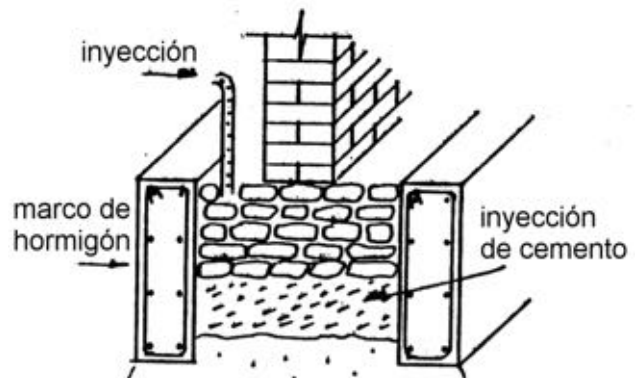
Para el refuerzo de las zapatas, suelen usarse las inyecciones que consiguen servir de aglutinante de la mampostería antigua. Los casos normales son los siguientes:

- Inyección directa: Se realiza inyectando directamente en la zapata.



- Marco de cierre e inyección: Se realiza previamente un marco de hormigón y luego se inyecta. Se evita así, que parte de la inyección se pierda.

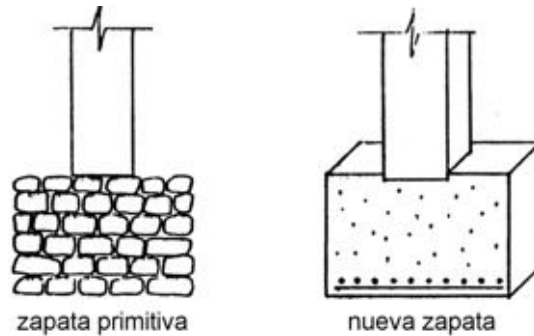
- Carreras de hormigón e inyecciones: Tras realizar una carrera a cada lado de la cimentación corrida de un muro, se introduce una inyección química en la zona inferior, que además de consolidar, evita la salida de la inyección de cemento que se efectúa a continuación.



- Tablestacado e inyección: Se ejecuta previamente un tablestacado con madera o metálico. Se colocan tirantes para evitar que la presión de la inyección le haga ceder y luego se efectúa la inyección de cemento.

2.2.3 Sustitución de zapatas

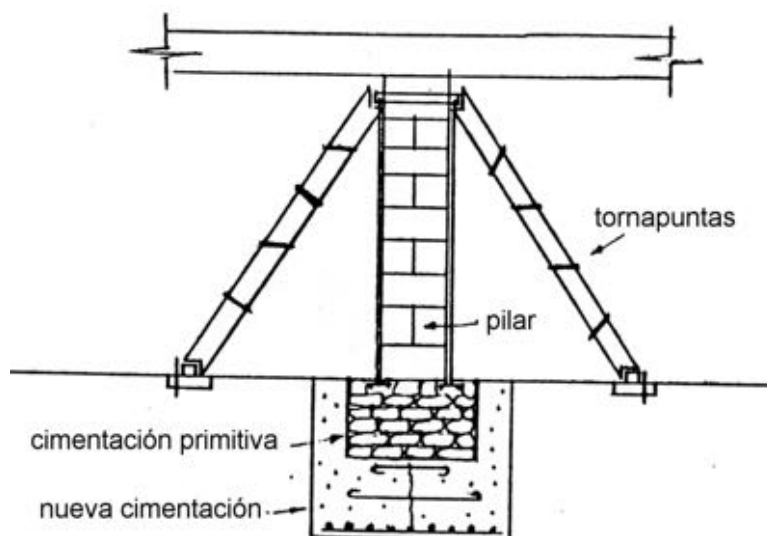
Se realiza cuando la primitiva está muy deteriorada. Para ello es necesario apear el forjado y colgar el pilar, después se coloca la armadura y se hormigona. Al hormigonar conviene que el nivel superior de la zapata esté un poco más alto que el primitivo, con el fin de conseguir que exista un contacto total con el pilar y no se produzcan asientos al entrar en carga.



2.3 PROFUNDIZACIÓN DEL PLANO DE APOYO

2.3.1 Zapata aislada

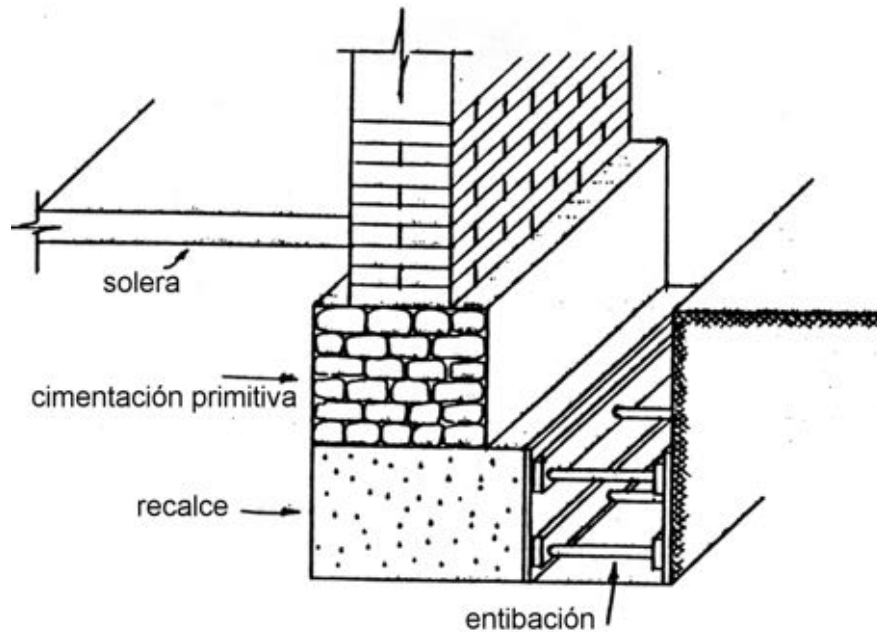
Se realiza apeando el forjado y colgando el pilar como en el caso anterior, para posteriormente, ejecutar la nueva zapata en dos períodos; en el primero se colocan las armaduras dobladas y luego, tras eliminar la segunda parte de la zapata, se enderezan y hormigona.



2.3.2 Zapata corrida

Si se trata de una zapata corrida de muro, se ejecuta la nueva zapata según se indica en el gráfico siguiente. Hay que tener en cuenta que la anchura de la zanja que se abre junto al cimiento debe tener un mínimo de 80 centímetros para permitir el acceso de los trabajadores y para hormigonar sin ninguna dificultad.

La nueva zapata debe encofrarse y entibarse para evitar desprendimientos.

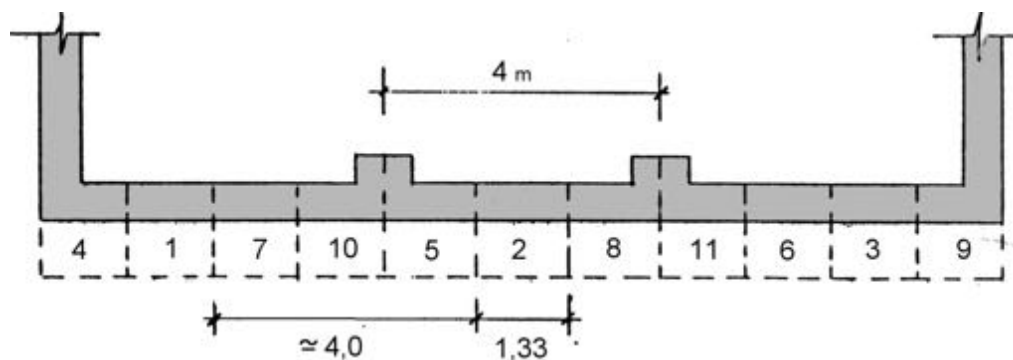


Esta operación no puede ejecutarse realizando la apertura de la zanja de una sola vez pues fallaría la cimentación y se hundiría el edificio. Debe realizarse por puntos o bataches.

Se recomienda en la norma tecnológica ADZ – 1976, que se realicen las siguientes operaciones:

- Apear la estructura previamente.
- Entibar siempre que los pozos tengan una profundidad mayor que 1,30 metros.
- La anchura de los bataches deber ser menor que $\frac{1}{3}$ de la luz entre pilares.
- La separación entre dos bataches que se realizan consecutivamente debe ser de 4 metros.

Según lo anterior, un esquema ordenado de la ejecución de los bataches puede ser el siguiente:

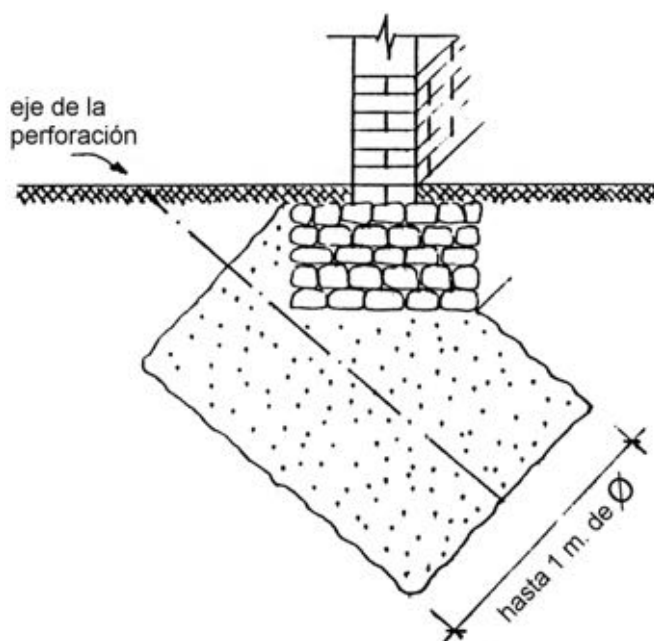


2.3.3 Perforación e inyección

Un interesante procedimiento ha sido puesto en práctica por la firma alemana Séller, se denomina "Soilcrete".

Consiste en realizar una perforación con un pequeño taladro inclinado bajo el cimiento que se pretende recalzar. Luego se inyecta por él agua a una presión variable entre 100 y 300 Kg/cm². De esta forma se consigue abrir un batache de hasta 1 metro de diámetro.

La cavidad se rellena luego con mortero de cemento y de esta forma, repitiendo la operación cuantas veces sea necesario se consigue recalzar el muro completo.



2.4 MEJORA DEL TERRENO

Los procedimientos para mejorar el terreno figuran en el siguiente cuadro:

Inyecciones	De cimentación	Lechada de cemento Gel de sílice Resinas
	De relleno	Bentonita-cemento Poliuretanos
	De compactación	
Cosido o armado del terreno		
Drenaje		

2.4.1 Inyecciones

Pueden ser de cimentación, de relleno y de compactación. Las inyecciones de cimentación se deben utilizar cuando el material base es de árido grueso (inyección de cemento) o de arenas finas (inyección de gel de sílice o resina).

Se realizan en el terreno taladros cuyo diámetro no exceda los 10 centímetros, y por él se inyecta un fluido que en un tiempo relativamente corto se hace rígido y da al terreno la cohesión y resistencia de la que éste carecía.

Este tratamiento debe estudiarse con mucha atención y comprobar el estado del terreno y su entorno antes de decidir su utilización. El motivo de tomar estas precauciones previas es la peligrosidad que puede implicar su falta de control, ya que puede introducirse en la red de saneamiento (tuberías y arquetas) y bloquearla, o también arrastrar arenas bajo la cimentación y producir asientos. Si la presión aplicada es muy fuerte, puede llegar a levantar la solera del sótano e incluso las cimentaciones.

Una vez estudiado el terreno y su entorno y aplicado el tratamiento pueden alcanzarse resistencias que en el caso de la lechada de cemento es equiparable a la del hormigón. Con el gel de sílice puede llegar hasta los 40 Kg/cm² y con la resina es muy variable, de acuerdo con la formulación utilizada.

Hay que tener en cuenta que los asientos son siempre inevitables y por ello deben tomarse las medidas oportunas para evitar graves problemas estructurales.

Las perforaciones que se realizan para ejecutar la inyección suelen estar separadas entre 1 y 2 metros.

El volumen de inyección depende del terreno. Si éste es arenoso y compacto puede llegar al 20% del volumen de suelo tratado. Si es de grava alcanza hasta el 40%.

Las inyecciones de relleno suelen utilizarse para rellenar huecos importantes en el terreno. Estos huecos pueden haberse producido por arrastre de partículas (erosión interna) o por disolución (karstificación).

Se pretende con este relleno, no sólo completar los huecos existentes, sino también que la resistencia final sea capaz de soportar las cimentaciones.

Suelen utilizarse las lechadas de bentonita-cemento o los poliuretanos y en general los tubos de inyección no se extraen, permaneciendo en el terreno como recalce.

Las inyecciones de compactación se realizan introduciendo en el terreno un mortero plástico de arena-cemento a presiones entre 40 y 70 Kg/cm². El mortero desplaza al terreno en lugar de introducirse en él como ocurre con las otras inyecciones.

Se aplica en suelos arenosos y el control del procedimiento es mayor que en los procedimientos anteriores.

El diámetro de los taladros varía entre 50 y 75 mm. y suelen realizarse en una malla de 2 a 3 metros de lado. La consistencia del mortero es bastante seca (menor de 2,5 cms. el asiento en el cono de Abrams) llegando a alcanzar resistencias de 50 Kg/cm².

Aunque con este procedimiento pueden, teóricamente, levantarse edificios que hayan cedido y colocarlos en posición vertical, aún no se conoce ninguno donde se haya realizado.

2.4.2 Cosido o armado del terreno

Para conseguir la cohesión del terreno, se utiliza también este procedimiento que consiste en perforar el terreno con una serie de barras metálicas que lo “cosen”. Las cargas se transmiten a estas barras por rozamiento lateral, habiendo también aumentado la resistencia del terreno por la compactación a que se ve sometido a causa de las barras.

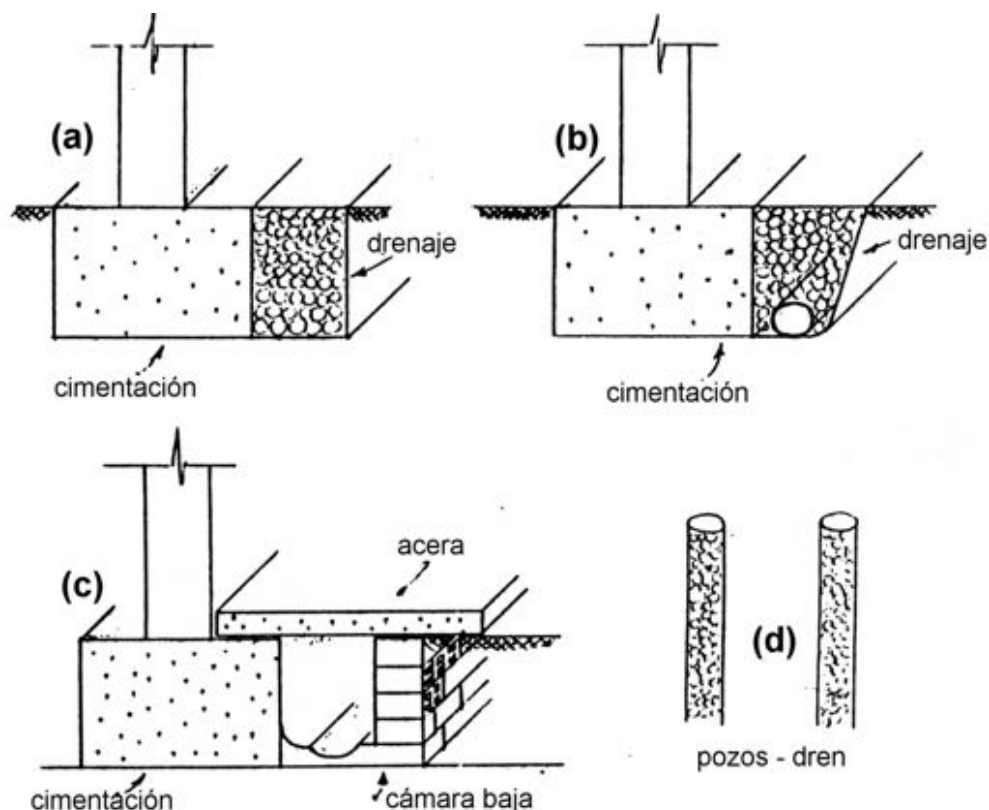
No debe confundirse este sistema con un recalce por micropilotes. En el cosido, las barras metálicas no atraviesan la cimentación.

2.4.3 Drenaje e impermeabilización

En ocasiones, el terreno contiene o puede contener agua en exceso que quizás llegue a colapsarlo y producir un grave deslizamiento. Para evitar que esto suceda caben dos soluciones:

La primera consiste en realizar un drenaje que eche las aguas fuera rápidamente.

La segunda consiste en impermeabilizar para evitar que las aguas penetren.



- Zanjas de grava próximas al perímetro del edificio con pendiente hacia el exterior.
- Zanjas con grava y tubería porosa, conectada a la red de saneamiento.

- c) Cámara bufa que recoge el agua en la canaleta situada al fondo y la saca al exterior.
- d) Pozos-dren de pequeño diámetro (30 cms.) situados estratégicamente alrededor del edificio. Tienen el inconveniente de necesitar un bombeo posterior.

Si los suelos tienen un árido fino, los procedimientos anteriores no sirven pero puede conseguirse que la humedad desaparezca creando una diferencia de potencial eléctrico entre unos ánodos metálicos que se hincan en el terreno y un pozo cátodo de extracción. Este procedimiento se denomina electroósmosis y es muy eficaz, aunque caro.

3 RECALCES PROFUNDOS

Se realizan cuando la compresibilidad del terreno no permite ir a una de las soluciones de recalce superficial vistas hasta ahora. También cuando se pretende aprovechar su ejecución para ampliar el edificio con sótanos, y cuando la capacidad portante del terreno sea insuficiente, el nivel freático esté muy alto o vayan a realizarse obras junto al edificio que puedan afectar su estabilidad.

Este tipo de recalces se realiza de tres formas principales, que son:

- Pilotes atravesando la cimentación
- Pilotes adosados a la cimentación y encepado posterior
- Pilotes con control de carga

3.1 PILOTES ATRAVESANDO LA CIMENTACIÓN

Los pilotes utilizados en estos trabajos son de pequeño diámetro y se denominan micropilotes. La firma italiana Fondedile los patentó en 1953 con el nombre de “pali radice” (palos raíz).

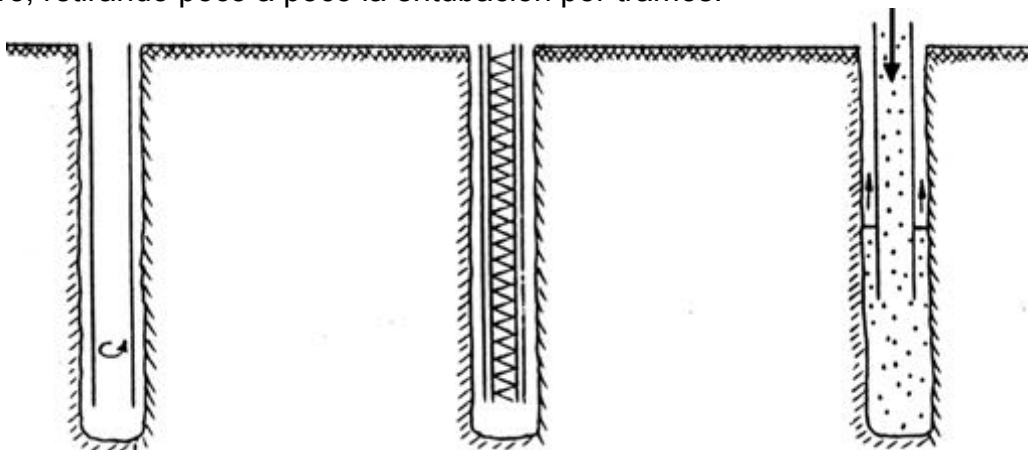
Según la forma de ejecutar el micropilote se divide en:

- Realizados con batería de perforación o rotación.
- Realizados en seco. Sin entubación y con barrena helicoidal.
- Con bulbo inyectado a presión.

Los micropilotes realizados con batería de perforación a rotación necesitan agua para refrigerar la corona de corte, lo cual es un inconveniente, pues puede alterar los terrenos inestables que atraviesa.

El tubo se coloca por tramos cortos, con lo que la maquinaria puede ser de pequeño tamaño y trabajar en sótanos o en el interior de plantas de poca altura.

Al finalizar la perforación se coloca la armadura y luego se rellena el taladro con mortero, retirando poco a poco la entubación por tramos.

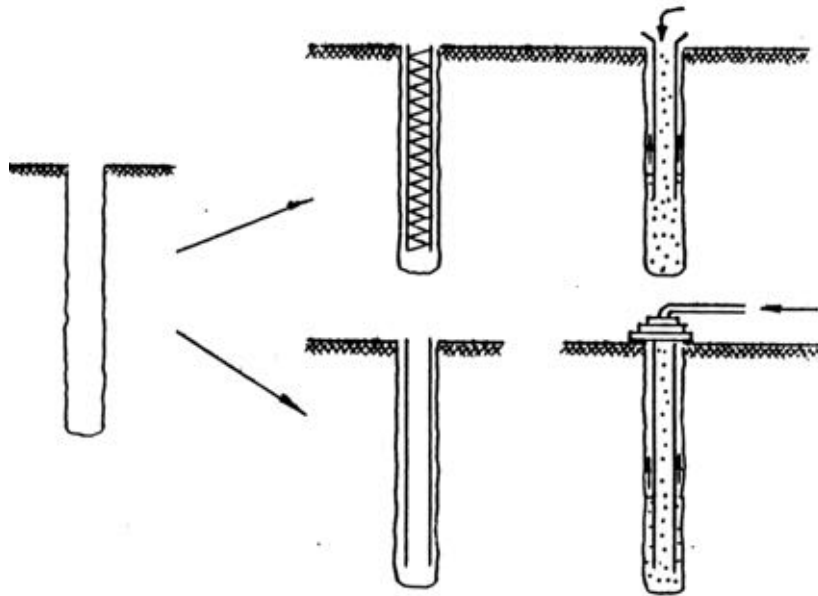


Los micropilotes realizados en seco, sin entubación y con barrena helicoidal pueden utilizarse en terrenos duros y secos, sin nivel freático en la profundidad perforada.

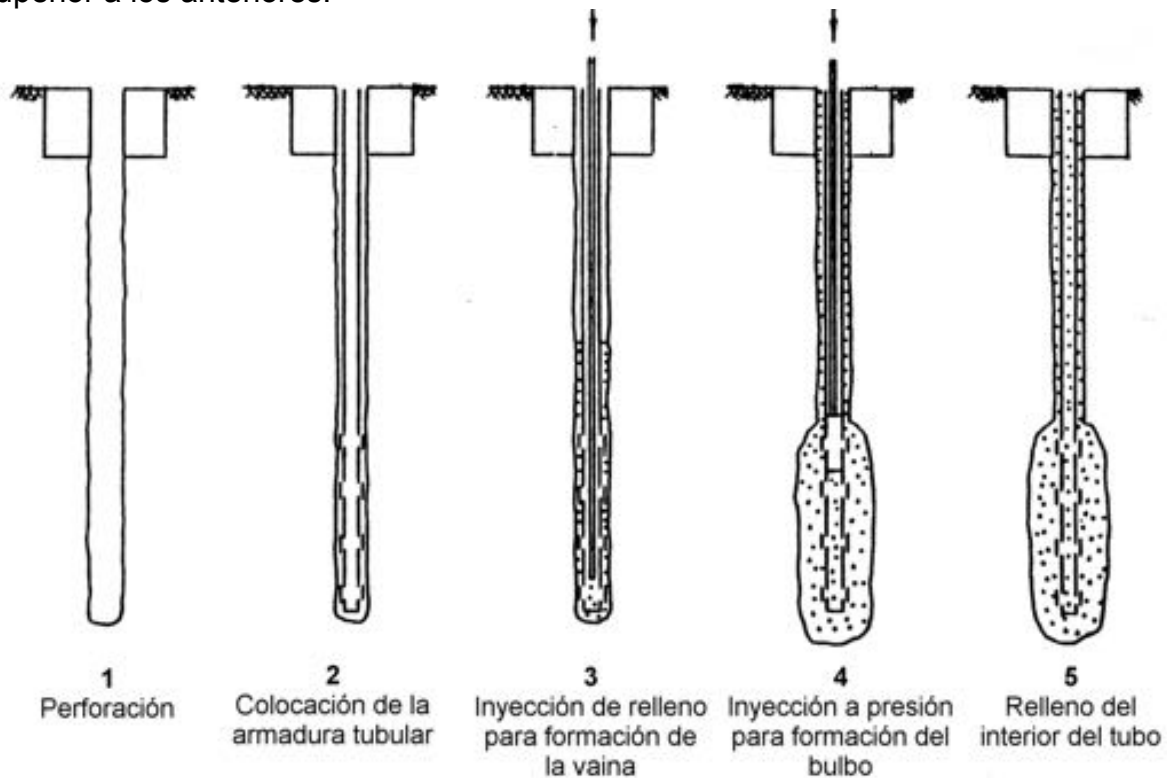
La armadura puede ser de dos tipos: de redondo de acero corrugado o tubular.

En el primer caso, una vez limpia la perforación se coloca la armadura y se inyecta el mortero fluido con una tubería auxiliar.

Si la armadura es tubular se inyecta el mortero por su interior y al llegar al fondo, éste fluye por la parte externa del tubo hasta llegar a la superficie.

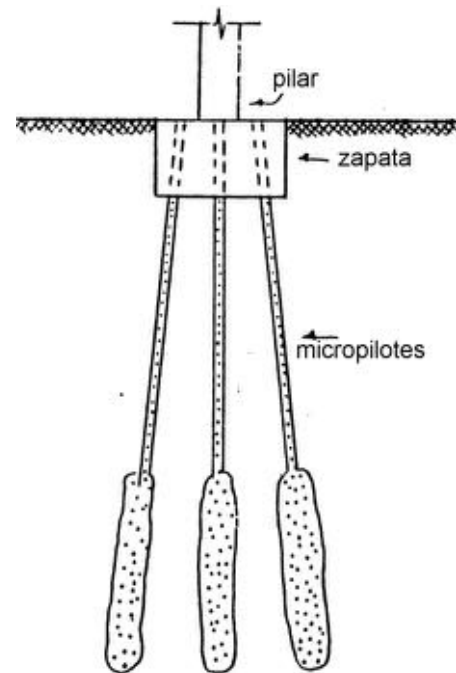


Los micropilotes con bulbo inyectado a presión, tienen una capacidad portante muy superior a los anteriores.



Se realiza la perforación por el sistema que aconseje el terreno y se introduce luego una armadura tubular especial que lleva en sus tramos inferiores manguitos elásticos que hacen de válvulas anti-retorno. Por el interior de la armadura tubular se coloca un tubo, por el que se inyecta la lechada fluida que sale por las válvulas y rellena el espacio comprendido entre el terreno y la armadura tubular. Se forma así una vaina de mortero. Antes de que esta vaina haya fraguado, se sigue inyectando nuevamente, pero ahora a la presión suficiente para que la vaina quede rota a la altura de las válvulas y se forme un gran bulbo de mortero. Finalmente, se retira poco a poco el tubo interior hasta que la armadura tubular quede totalmente rellena.

Todos los micropilotes estudiados hasta ahora, taladran las cimentaciones y quedan empotrados en el firme. Una solución de recalce realizada por ellos podría ser como se indica en el gráfico siguiente, donde se aprecia que generalmente suelen llevar una inclinación de unos 15° hacia fuera, con lo que mejora la estabilidad del apoyo.

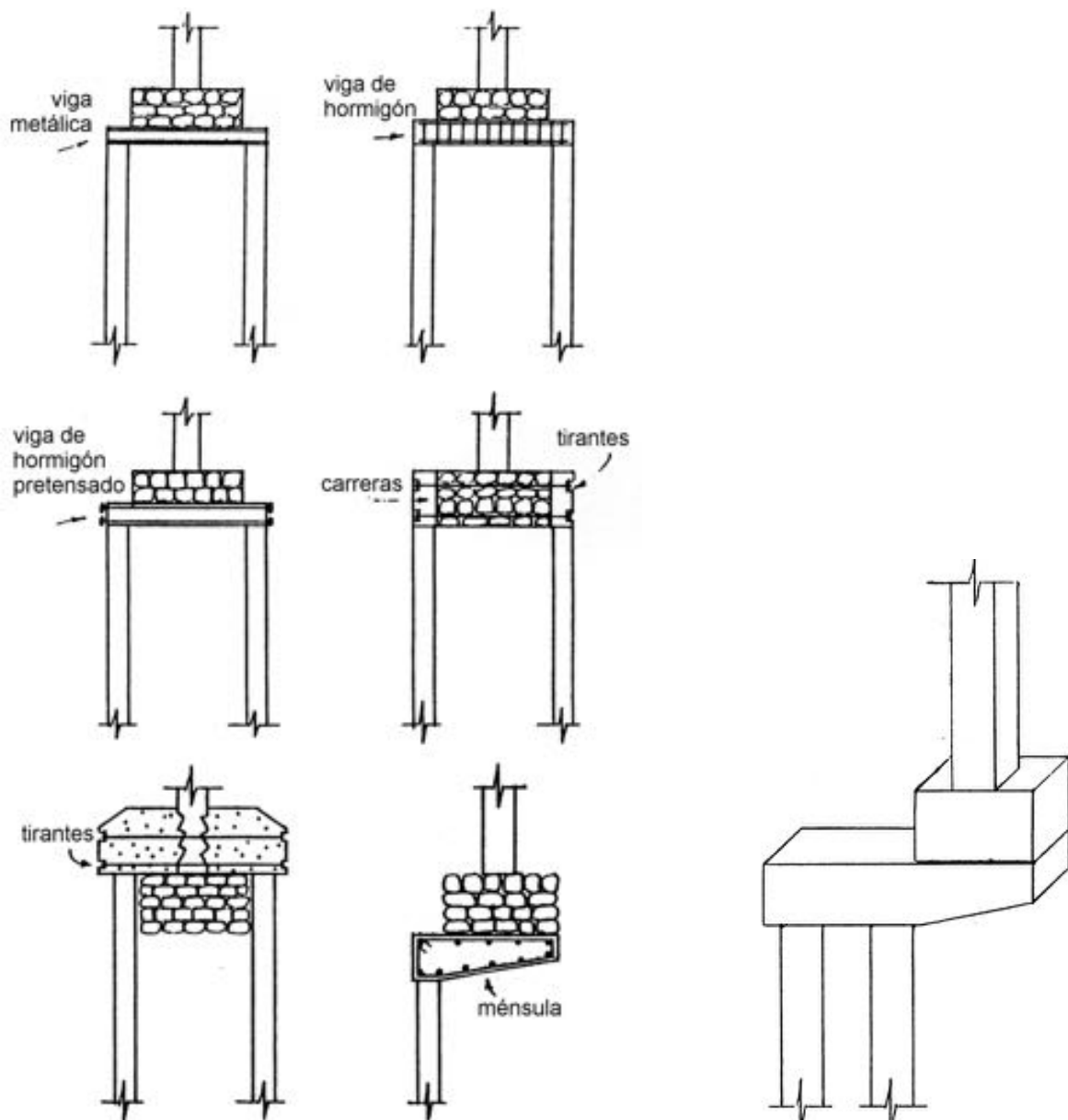


3.2 PILOTES ADOSADOS A LA CIMENTACIÓN Y ENCEPADO POSTERIOR

Suele utilizarse este sistema para recalzar muros y zapatas corridas. Los pilotes utilizados son de diámetro bastante superior al de los micropilotes (varía de 30 a 60 cm. de diámetro). Necesitan una maquinaria de mayores dimensiones que los micropilotes, pues deben alcanzar una longitud superior a la que tengan los pilotes.

Los pilotes se adosan a la cimentación primitiva y sus cabezas se unen posteriormente, bien mediante vigas pasantes, que pueden ser metálicas, de hormigón armado o de hormigón pretensado, o bien mediante vigas carreras paralelas a la cimentación que se atirantan contra el cimiento.

Se indican a continuación varias de las soluciones mencionadas, incluyendo el caso especial de recalce con pilote que lleva una ménsula en su cabeza.



Esta última solución debe realizarse con mucha precaución. En primer lugar, porque es necesario realizar una excavación por bataches bajo el cimiento antiguo, en segundo lugar, porque es difícil calcular correctamente las dimensiones de la ménsula de hormigón y de la armadura necesarias para soportar las cargas del edificio.

3.3 PILOTES CON CONTROL DE CARGA

Se utilizan únicamente cuando se trata de edificios de gran interés histórico-artístico que no deben sufrir ningún tipo de asiento ni deformación.

Se emplean dos sistemas fundamentales:

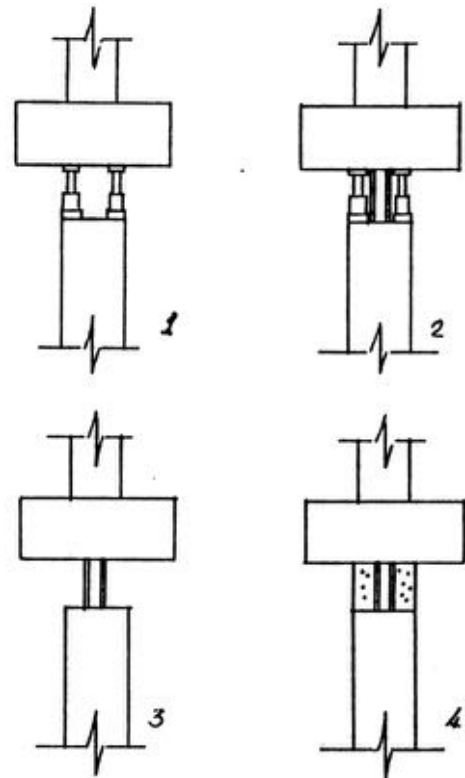
- Pilotes hincados a presión bajo el cimiento.
- Pilotes cargando contra macizos de hormigón adosados al cimiento.

Los pilotes hincados a presión bajo el cimiento, están formados por tramos de pilote con longitud variable entre 1,20 m. y 1,60 m., y diámetros entre 45 y 60 cm., de acero u hormigón.

Para trabajar bajo el cimiento es preciso abrir bataches de 1,80 metros de altura, colocar un tramo de pilote e hincarlo en el terreno mediante gatos. Cuando el pilote ya está totalmente terminado, se coloca un perfil metálico que acuña el pilote a la cimentación, se retiran los gatos y se hormigona luego el espacio libre entre cimiento y cabeza del pilote. De esta forma el pilote entra en carga sin producir asientos en el edificio.

Este tipo de pilote se conoce con el nombre de "Pre-test" y fue patentado en Estados Unidos en 1917 por Prentis y White.

Existen dos variantes del anterior. La primera se conoce con el nombre de pilote "mega" y está realizado con elementos de hormigón con un hueco tubular interior.



La segunda es el pilote tipo Bjurström, de acero galvanizado y a veces forrado de plástico que se rellena de mortero de cemento, teniendo un diámetro muy pequeño que varía entre 60 y 76 mm.

Los pilotes cargando contra macizos de hormigón adosados al cimiento.

Es un sistema parecido a otro explicado anteriormente y consiste en adosar a los cimientos unas vigas de hormigón y unas ménsulas pretensadas que absorberán el empuje. Luego se pilota con pilotes inclinados hincados a presión con gatos y se ponen en carga apoyando contra las ménsulas.

Un esquema del procedimiento se indica a continuación:

