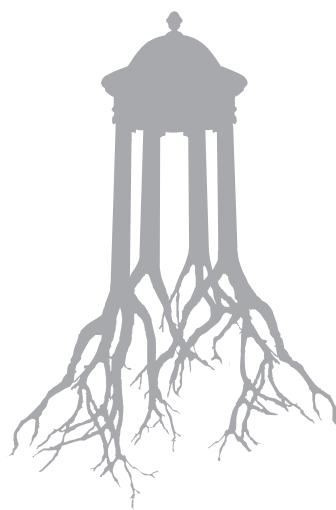


UNIVERSITAT POLITÈCNICA
DE CATALUNYA
BARCELONATECH

→ **UPCGRAU**

Murs de contenció: de gabions, a flexió i de soterrani →

Josep Ignasi de Llorens Duran
Beatriz Ruiz Olazábal



UNIVERSITAT POLITÈCNICA
DE CATALUNYA
BARCELONATECH



iniciativa
digital politècnica
Publicacions Acadèmiques de la UPC

→ **UPCGRAU**

Murs de contenció: de gabions, a flexió i de soterrani →

Josep Ignasi de Llorens Duran
Beatriz Ruiz Olazábal

Primera edició: febrer de 2012

Disseny i dibuix de la coberta: Jordi Soldevila
Disseny maqueta interior: Jordi Soldevila

© Els autors, 2012

© Iniciativa Digital Politècnica, 2012
Oficina de Publicacions Acadèmiques Digitals de la UPC
Jordi Girona Salgado 31,
Edifici Torre Girona, 1a. Planta, 08034 Barcelona
Tel.: 934 015 885 Fax: 934 054 101
www.upc.edu/idp
E-mail: info.idp@upc.edu

ISBN: 978-84-7653-899-9

Qualsevol forma de reproducció, distribució, comunicació pública o transformació d'aquesta obra només es pot fer amb l'autorització dels seus titulars, llevat de l'excepció prevista a la llei.



Amb col·laboració de Joan Morató Via, Arquitecte

Agraïments: Fructuós Mañà Reixach,
Catedràtic de Construcció de l'ETSAB/UPC



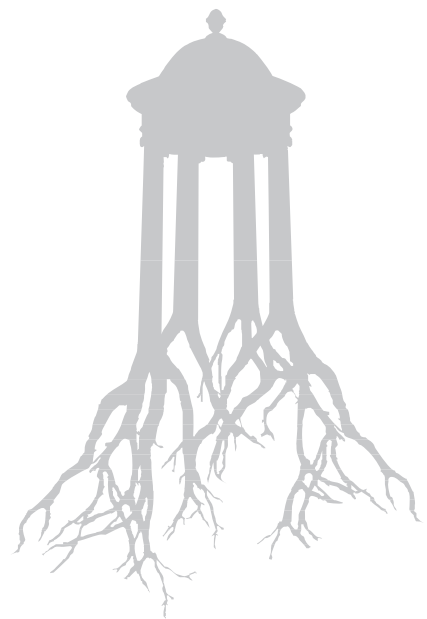


Índex

Índex	7
1 La teoria de l'empenta	11
1.1. Principis teòrics	11
1.1.1. El cercle de Mohr. Construcció	11
1.1.2. Propietats i aplicacions del cercle de Mohr	13
1.2. Principis experimentals	14
1.2.1. L'assaig de tall directe	14
1.2.2. L'assaig de compressió triaxial.....	21
1.2.3. Expressions derivades de l'assaig de compressió triaxial	23
1.3. Empentes del terreny	27
1.3.1. Teoria de l'empenta (W. Rankine, 1820-1872)	27
1.3.2. Hipòtesis complementàries	29
1.3.3. Tipus d'empenta	30
1.4. Efecte de la sobrecàrrega	41
1.4.1. Posició de la resultant de l'empenta.....	42
1.5. Empentes degudes a l'aigua.....	44
1.6. Efecte de l'arriostament	46
1.7. Correcció del valor de l'empenta.....	47
1.7.1. Correcció del valor de l'empenta activa total (sense sobrecàrrega) per calcular un mur de contenció	47
1.7.2. Correcció del valor de l'empenta activa total (amb sobrecàrrega) per calcular un mur de contenció	48
1.8. Altura crítica	49
1.8.1. Altura crítica del talús vertical (sense sobrecàrrega).....	49
1.8.2. Altura crítica del talús vertical (amb sobrecàrrega).....	50
1.8.3. Altura crítica del talús vertical. Seguretat que cal adoptar	51



2 Murs de contenció	53
2.1. Introducció	53
2.1.1. Antecedents. Terminologia.....	53
2.1.2. Procés de disseny	55
2.1.3. Tipologia.....	56
2.2. Murs per gravetat.....	56
2.2.1. Classificació.....	57
2.2.2. Condicions d'equilibri	57
2.2.3. Murs de pedra en sec	58
2.2.4. Mur de gabions.....	59
2.2.5. Mur de blocs	61
2.2.6. Mur de terra armada.....	62
2.2.7. Exemple de càlcul d'un mur de gabions	63
2.3. Murs a flexió	76
2.3.1. Mur amb punta o taló.....	77
2.3.2. Mur mixt.....	77
2.3.3. Mur amb contraforts	78
2.3.4. Murs prefabricats.....	80
2.3.5. Predimensionament	82
2.3.6. Comprovacions.....	82
2.3.7. Posada a l'obra.....	88
2.3.8. El pati anglès.....	112
2.3.9. Control. Manteniment.....	113
2.3.10. Exemple 1. Càlcul d'un mur a flexió.....	115
2.3.11. Exemple 2. Càlcul d'un mur a flexió.....	126
2.4. Murs suportats.....	135
2.4.1. Predimensionament	136
2.4.2. Càlcul de l'empenta	136
2.4.3. Esforços	137
2.4.4. Detall d'armat	138
2.4.5. Altres consideracions constructives	138
2.4.6. Impermeabilització	139
2.4.7. Exemple de càlcul d'un mur de soterrani.....	139
3 Bibliografia	147



→ 1



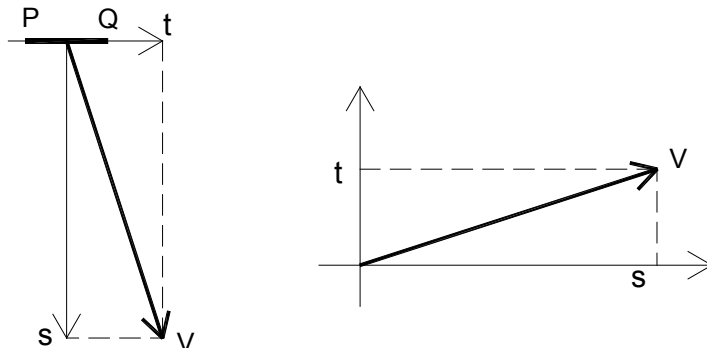
La teoria de l'empenta

1.1. Principis teòrics

1.1.1. El cercle de Mohr. Construcció

El cercle de Mohr és una representació gràfica d'un estat pla de tensions internes en un punt, proposada per Otto Mohr. La teoria que va desenvolupar, aplicada inicialment a elements estructurals sotmesos a càrregues, és aplicable també al terreny.

Tenim un element estructural sotmès a un estat tensional pla i considerem un segment PQ de longitud unitària del seu interior.

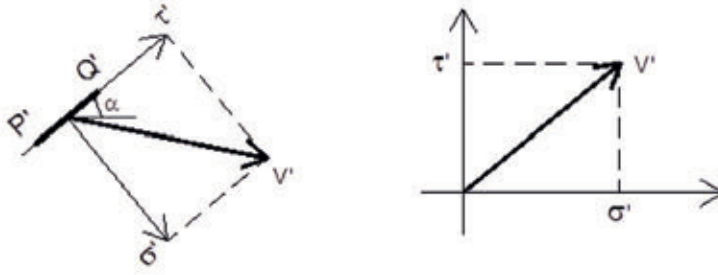


El segment PQ està sotmès a una tensió que representem amb el vector V , que descomponem en una component perpendicular o normal al segment (que és la tensió normal σ) i una component paral·lela al segment (que és la tensió tangencial τ).



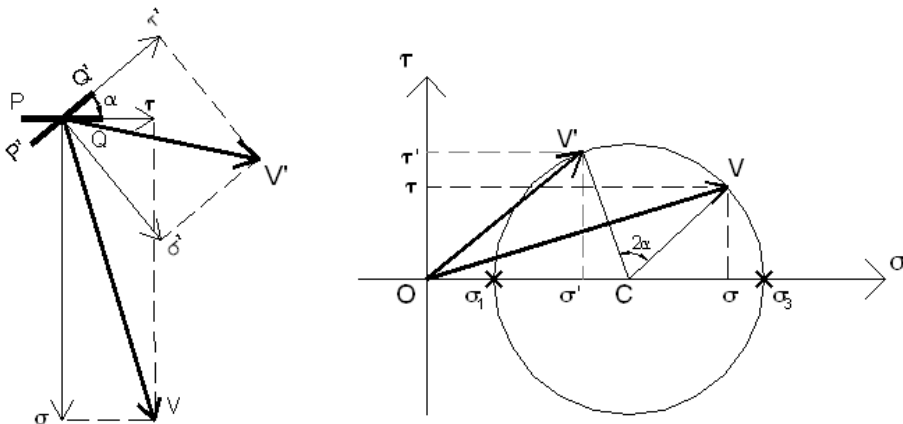
Els valors obtinguts d'aquestes tensions σ i τ els representem també sobre dos eixos X i Y, respectivament, perpendiculars entre si.

Repetim aquesta operació amb un altre segment P'Q', amb la mateixa longitud unitària que PQ i que en comparteix el centre, però està girat un angle α respecte al segment PQ.



Les tensions que actuen sobre P'Q' tenen com a resultant el vector V', que descomponem també en dos eixos; un d'ells és perpendicular al segment P'Q' i l'altre és paral·lel al segment. Les seves components σ' i τ' les representem també sobre els eixos X i Y, respectivament.

Repetint aquest procediment per a d'altres segments unitaris que comparteixen centre amb PQ i P'Q', en traslladar les components dels seus vectors respectius sobre els eixos X i Y veuríem que els seus extrems dibuixen un cercle (demostrable a través de la teoria de l'elasticitat), conegut com el *cercle de Mohr*.



Aquest cercle té el centre sobre l'eix X, que és l'eix de les tensions normals. Si representem sobre el cercle els vectors V i V' a partir de l'origen O, i anomenem V i V' els punts del cercle que corresponen als extrems d'aquests vectors, els radis CV i CV' del cercle formen un angle de valor 2α entre si (demostrable a través de la teoria de l'elasticitat). Per tant, si

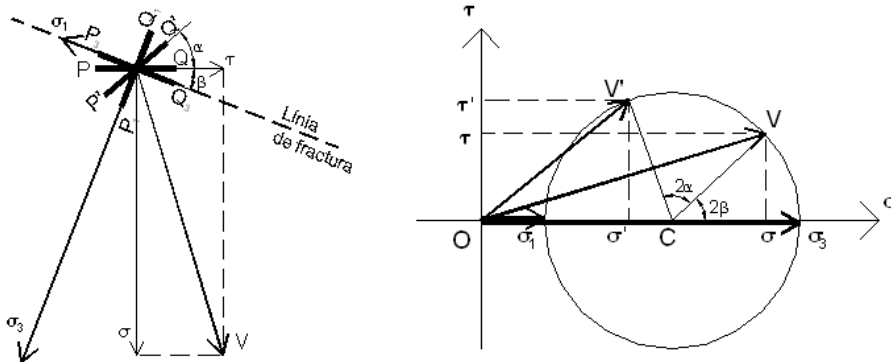
els segments PQ i P'Q' formen un angle α entre si, els radis que corresponen a aquestes posicions al cercle de Mohr formaran un angle 2α .

És a dir, si el vector OV representa l'estat tensional del segment PQ i el vector OV' representa l'estat tensional del segment P'Q', els radis CV i CV' del cercle formaran un angle 2α , mentre que els segments PQ i P'Q' formen un angle α en la realitat.

1.1.2. Propietats i aplicacions del cercle de Mohr

D'aquí es poden deduir algunes conseqüències interessants:

1. Si el cercle té el centre a l'eix de les tensions normals, hi ha dos vectors horitzontals $O\sigma_3$ i $O\sigma_1$, determinats pel diàmetre del cercle, que corresponen als valors màxim i mínim, respectivament, per als quals no hi ha component tangencial ($\tau = 0$).
2. Aquests dos punts $(\sigma_3, 0)$ i $(\sigma_1, 0)$ s'anomenen *tensions principals* i representen les tensions que actuen sobre dos segments (P_3Q_3 i P_1Q_1 , respectivament) perpendiculars entre si, ja que els radis $C\sigma_1$ i $C\sigma_3$ formen un angle de 180° . Per tant, hi ha dos segments, P_3Q_3 i P_1Q_1 , perpendiculars entre si, que estan sotmesos a les tensions σ_3 i σ_1 màxima i mínima, ambdues sense tall.



A la figura, el vector OV representa l'estat tensional del segment PQ, el vector $O\sigma_1$ representa l'estat tensional del segment P_1Q_1 i el vector $O\sigma_3$ representa l'estat tensional del segment P_3Q_3 .

3. L'angle que formen el segment PQ (que té aplicades les tensions σ i τ) i el segment P_3Q_3 (que te aplicada la tensió principal major σ_3 sense tall) és β , la meitat de l'angle que formen els radis CV i $C\sigma_3$.
4. Coneguts el vector OV, que correspon al segment PQ, i el cercle de Mohr, podem trobar l'angle 2β que forma el radi CV amb la tensió



principal major (radi $C\sigma_3$). Els segments que tenen aplicats OV i σ_3 formen, en la realitat, l'angle meitat (β). És a dir, el segment P_3Q_3 , sotmès a σ_3 , forma un angle β amb el segment PQ , sotmès a σ i τ .

Com que σ_3 és la tensió principal major, podem saber com es trencarà el material (si se'n supera la tensió admissible), ja que la direcció de la fractura formarà 90° amb σ_3 , és a dir, estarà en la mateixa direcció que P_3Q_3 , que forma l'angle β amb el segment PQ .

Fins ara, hem suposat que les tensions normals de tracció són positives (que és el criteri habitual en resistència dels materials), però en mecànica del sòl adoptem aquest criteri de signes:

- Les tensions de compressió són positives.
- Les tensions de tracció són negatives.
- Les tensions tangencials que provoquen un gir en el sentit contrari a les agulles del rellotge són positives.

1.2. Principis experimentals

1.2.1. L'assaig de tall directe

Com veurem més endavant, per determinar les empentes necessitem conèixer, entre d'altres, la densitat, la cohesió i l'angle de fregament intern.

L'assaig de tall directe permet determinar la cohesió (c) i l'angle de fregament intern del sòl (ϕ); per tant, serà útil per calcular les empentes actuant sobre les estructures de contenció.

Podem trobar la densitat amb un assaig de volum. La cohesió es pot trobar també a l'obra amb el molinet, i l'angle de fricció es pot trobar també a partir d'una correlació amb el SPT.

L'assaig de tall directe consisteix a posar una mostra de sòl en una caixa (anomenada "caixa de tall directe"), que consta de dues parts iguals i que permet el moviment horitzontal de la part superior respecte a la part inferior. S'aplica una càrrega vertical –una compressió– sobre la caixa i, mentre la mostra està sotmesa a aquesta compressió, es parteix per la meitat separant horitzontalment les dues meitats de la capsa. A partir de la compressió aplicada, es mesura l'esforç de tall necessari per partir la mostra per la meitat.

Fig. 1.1
Secció de la caixa de tall

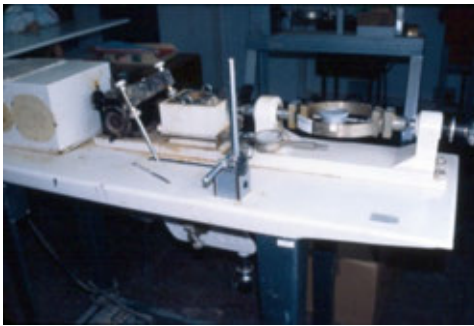
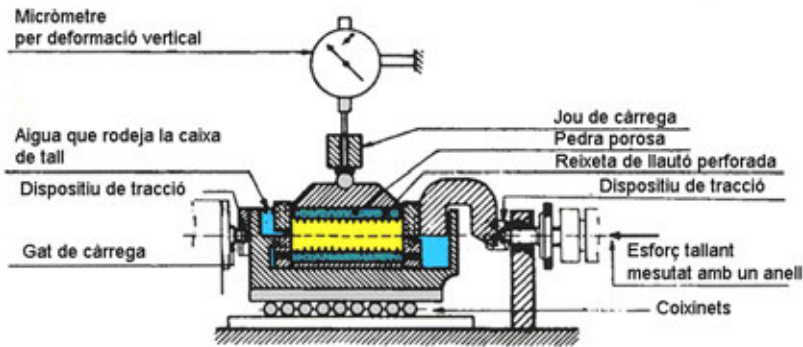


Fig. 1.2a
Aparell d'assaig de tall directe.

Fig. 1.2b
La caixa de l'assaig de tall directe desmuntada. Hi observem les plaques poroses.



Fig. 1.3a
El laborant prepara l'assaig

Fig. 1.3b
Mostres assajades

A partir de tres assaigs sobre tres mostres inalterades del sòl es troben tres punts (σ, τ) , que es poden representar sobre una gràfica i que determinen una recta, anomenada *recta de Coulomb*, o també la *lleï de tall*, que relaciona la càrrega vertical aplicada amb la resistència al tall.

L'equació d'aquesta recta és del tipus $y = mx + b$, on m és el pendent de la recta (tangent de l'angle de la recta respecte a l'eix X) i b és l'ordenada a l'origen (és a dir, el valor de y quan $x = 0$).

Aquesta equació es pot escriure també així:

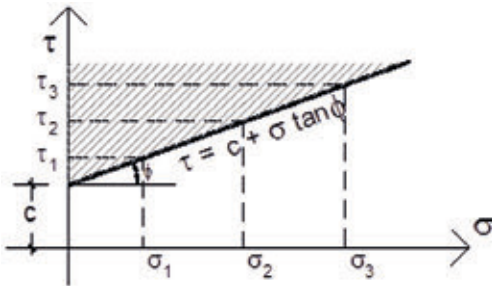


$$\tau = c + \sigma \cdot \tan\phi$$

on: c: cohesió del terreny

ϕ angle de fregament intern del terreny

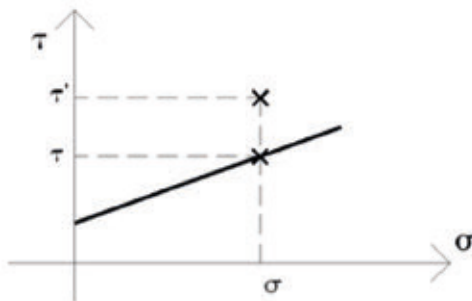
Aquesta és la llei de Coulomb, que relaciona la resistència al tall (τ) i la pressió vertical aplicada (σ) amb els paràmetres c i ϕ del terreny.



La cohesió (c) és l'ordenada a l'origen i, per tant, representa la resistència al tall del terreny sense càrrega ($\sigma = 0$). És a dir, si fem l'assaig de tall directe i no apliquem cap càrrega vertical a la caixa, l'esforç de tall necessari per partir la mostra és l'ordenada a l'origen, i això és precisament la cohesió o atracció entre les partícules del terreny.

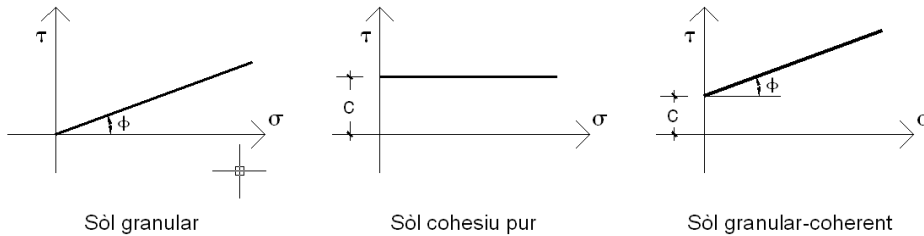
Recordem que aquesta és la propietat dels terrenys de gra fi (que funcionen a través de la cohesió i la plasticitat).

El pendent o inclinació de la recta mesura com va augmentant la resistència al tall a mesura que la càrrega vertical augmenta; per tant, mesura el fregament intern de la mostra.



Hem determinat la recta a partir dels punts de trencadura del terreny; per tant, no pot haver-hi cap punt per sobre de la recta ja que, per arribar a un punt (σ, τ') situat per sobre de la recta, hauríem d'aplicar una determinada compressió σ . En augmentar l'esforç de tall, no arribaríem a τ' perquè la mostra es partiria en arribar a τ .

Per tant, tots els punts d'equilibri d'aquest terreny han d'estar per sota de la recta i , si els punts estan sobre la recta, són punts de trencadura.



Si un terreny no tingués cohesió (per exemple, una sorra neta), la recta passaria per l'origen.

Si un terreny no tingués fregament intern (cas purament teòric), la recta de Coulomb seria horitzontal. Això significa que el terreny seria insensible a la càrrega i , per tant, sempre tindria la mateixa resistència al tall.

Normalment, un sòl presenta almenys una mica de cohesió i fregament intern, per petits que siguin aquests valors. Per tant, aquest sòl va millorant la resistència a mesura que augmenta la càrrega, perquè millora la resistència al tall.

Exemple 1

A continuació, veiem el resultat d'un assaig de tall directe d'un terreny:

Sobre els eixos, s'han representat tres punts, que són els valors de trencament de tres mostres diferents del terreny. A l'eix X, hi representem els valors de les pressions, en kp/cm^2 , i, a l'eix Y, els valors dels esforços de tall, també en kp/cm^2 .

A la primera mostra, s'ha aplicat una pressió vertical d' 1 kp/cm^2 , i l'esforç de tall necessari per partir la mostra ha estat de $0,6 \text{ kp/cm}^2$. A continuació, repetim l'assaig amb una segona mostra del terreny (la primera mostra ha quedat alterada després de l'assaig), hi apliquem una pressió vertical de 2 kp/cm^2 i n'obtenim un esforç de tall d' $1,12 \text{ kp/cm}^2$. Finalment, repetim l'assaig amb una tercera mostra, hi apliquem una pressió vertical de 3 kp/cm^2 i n'obtenim un esforç de tall de $1,64 \text{ kp/cm}^2$.

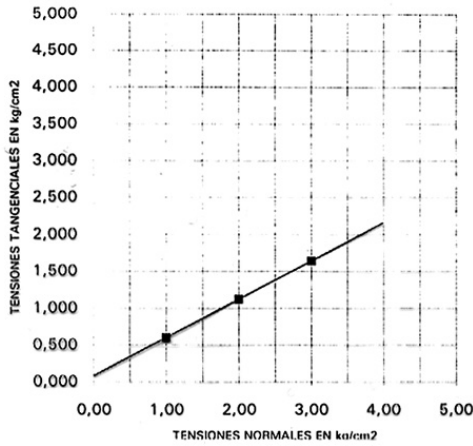
En dibuixar la recta, n'obtenim els valors: $c = 0,08 \text{ kp/cm}^2$, $\phi = 27,5^\circ$

També podem calcular l'equació de la recta, del tipus $y = mx + b$, on m és el pendent de la recta, és a dir, la tangent de l'angle que forma la recta respecte a l'eix X, i b és l'ordenada a l'origen (que és el valor c de la cohesió).



ESTUDIO: C/ SICILIA, 161 (BARCELONA)
 SITUACION: SONDEO SR-1
 PROFUNDIDAD: 3,00-3,60 metros TIPO DE MUESTRA: INALTERADA
 DESCRIPCION: ARCILLA LIMOSA DE TONALIDAD ROJIZA.

ENSAYO DE CORTE DIRECTO (ASTM D-3080/90) REF. MUESTRA: G-209



HUMEDAD NATURAL

SATURADO

SUMERGIDO

CONSOLIDADO

NO CONSOLIDADO

COMPACTADO

SECCION: 19,63 cm²

VELOCIDAD: 1,1469 mm/min

COHESION: 0,08 kg/cm²

ANGULO DE ROZAMIENTO: 27,5

Partint, per exemple, dels punts (1, 0,6) i (2, 1,12), l'equació de la recta que hi passa és:

$$\frac{x-1}{2-1} = \frac{y-0,6}{1,12-0,6} \Rightarrow 0,52 \cdot (x-1) = y-0,6 \Rightarrow y = 0,52 \cdot x + 0,08$$

Com que $m = 0,52$, resulta: $\tan\phi = 0,52 \Rightarrow \phi = \arctan 0,52 = 27,5^\circ$

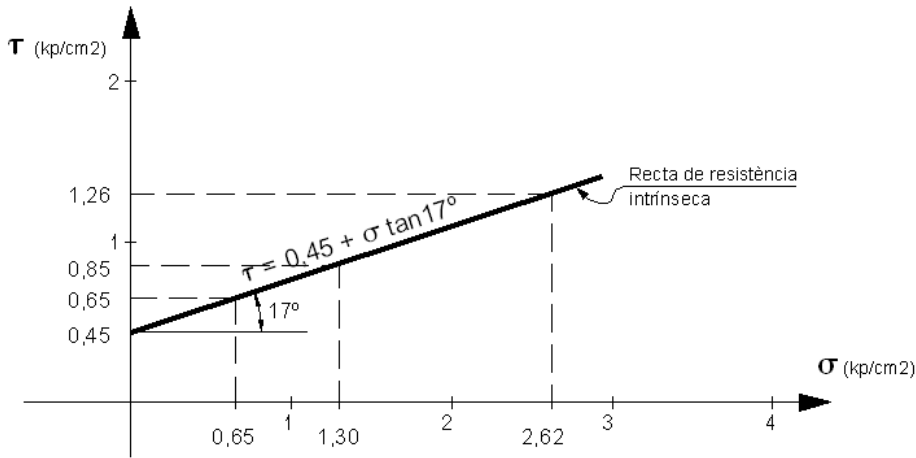
Per trobar la cohesió, fem: $x = 0 \Rightarrow y = 0,08 \Rightarrow c = 0,08$

Per tant, l'equació de la recta de Coulomb és: $\tau = 0,08 + \phi \cdot \tan 27,5^\circ$

Exemple 2

En aquest segon exemple, es reproduïx també el resultat d'un assaig de tall directe:

Les dades obtingudes a l'assaig són:



$$\sigma_1 = 0,65; \tau_1 = 0,65$$

$$\sigma_2 = 1,30; \tau_2 = 0,85$$

$$\sigma_3 = 2,62; \tau_3 = 1,26$$

L'equació de la recta que passa, per exemple, pels punts (0,65, 0,65) i (1,30, 0,85) és:

$$\frac{x - 0,65}{(1,3 - 0,65)} = \frac{y - 0,65}{(0,85 - 0,65)} \Rightarrow y = 0,307x + 0,45$$

Com que $m = 0,307$, resulta: $\tan\phi = 0,307 \Rightarrow \phi = \arctan 0,307 = 17^\circ$

Per trobar la cohesió, fem: $x = 0 \Rightarrow y = 0,45 \Rightarrow c = 0,45$

Equació de la recta de Coulomb: $\tau = 0,45 + \sigma \cdot \tan 17^\circ$

Tipus d'assaig de tall directe

L'assaig de tall directe es pot fer de tres maneres diferents:

a) Ràpid. Aquest és l'assaig tal com s'ha explicat anteriorment. La pressió i el tall s'hi apliquen sense esperar el drenatge i la deformació de la mostra. S'aplica en estructures que entraran en càrrega ràpidament, com per exemple piscines, dipòsits i sitges.

b) Ràpid amb consolidació prèvia. La pressió s'hi aplica lentament, esperant que la mostra es consolidi, però el tall s'augmenta ràpidament fins a la



trencadura. S'aplica en excavacions que buiden un sòl que ja estava consolidat per efecte del seu pes.

És l'assaig representatiu per a un mur de contenció, ja que en fer l'excavació desequilibrem un front de terreny que fins aleshores havia estat sotmès al seu pes propi; en canvi, l'excavació el desequilibra molt de pressa.

En aquesta modalitat de l'assaig, la càrrega vertical s'hi aplica lentament per tal d'afavorir la consolidació de la mostra; en canvi, la càrrega de tall s'hi aplica ràpidament.

c) Assaig lent. La càrrega vertical s'hi aplica lentament, esperant que la mostra es consolidi, mentre que la càrrega horitzontal (el tall) s'hi aplica escalonadament, esperant a cada graó que la deformació s'estabilitzi. En aquesta modalitat de l'assaig, unes plaques poroses n'acceleren el drenatge i, per tant, la deformació (i així s'evita que l'assaig es perllongui excessivament).

Aquesta modalitat de l'assaig és la més representativa per a l'edificació, ja que la manera com s'aplica la càrrega sobre la mostra reproduïx la manera com el terreny entrarà en càrrega en rebre l'edificació. El terreny no arribarà a la màxima sol·licitació fins que l'edifici no estigui acabat.

Si no s'especifica altrament, l'assaig que fa al laboratori és l'assaig ràpid. Per a sòls granulars (que són permeables), els tres tipus d'assaig de tall directe donen el mateix resultat, però en sòls cohesius no donen el mateix resultat, perquè drenen (i, per tant, es deformen) lentament.

Limitacions de l'assaig de tall directe

L'assaig de tall directe dóna (excepte la densitat) valors suficients per calcular les empentes i, per tant, per projectar murs. Aquest assaig s'utilitza molt i és àmpliament acceptat, però és objecte d'algunes crítiques:

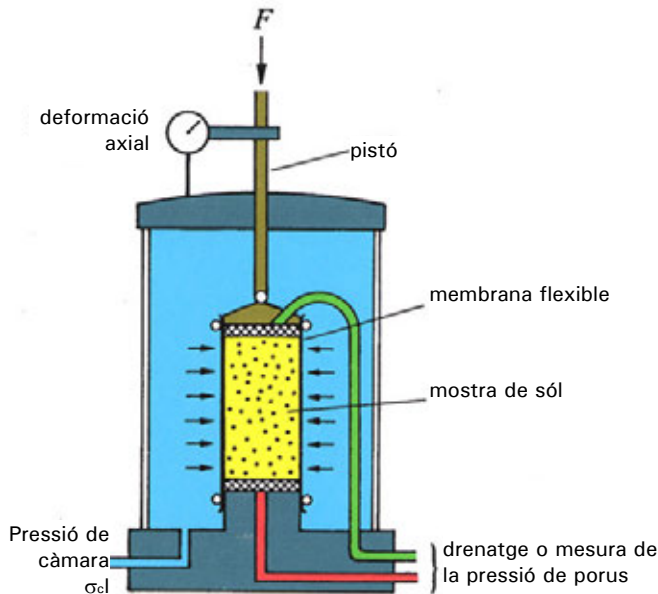
- a. Durant l'assaig, la superfície de contacte entre les dues meitats de la mostra, quan comença la trencadura, va disminuint. En canvi, obtenim la resistència al tall referida a la superfície inicial; per tant, la resistència real serà més gran, ja que l'àrea real és més petita a mesura que anem tallant la mostra.
- b. Quan la mostra es comença a deformar pel tall, les tensions es concentren a les vores, però només se'n mesura una tensió mitjana. Per tant, la tensió tallant real serà força més alta.
- c. En terrenys coherents, la consolidació és lenta. Per tant, si volem un assaig "lent" i el terreny és impermeable, l'assaig es pot perllon-

gar excessivament. En aquest cas, es prefereix l'assaig de compressió triaxial, que resol aquest problema i és més precís.

1.2.2. L'assaig de compressió triaxial

L'assaig triaxial és més complet i fiable, i proporciona també els valors de la cohesió (c) i l'angle de fregament intern del sòl (ϕ). Per tant, és útil per calcular les empentes que actuen sobre els murs.

Consisteix a introduir una mostra inalterada del terreny, generalment obtinguda en un sondeig, en un recipient cilíndric tancat i omplert amb un fluid, la qual queda sotmesa a una pressió uniforme de valor σ_1 que actua en totes direccions. A continuació, s'aplica una pressió suplementària vertical q sobre la mostra fins a trencar-la. Per tant, en el moment de la trencadura, la mostra està sotmesa a una tensió vertical $\sigma_3 = \sigma_1 + q$ i a una tensió horitzontal σ_1 .



Les tensions aplicades σ_1 i σ_3 són tensions principals.

- σ_1 és la pressió lateral i és principal perquè, en ser hidràulica, $\tau_1 = 0$.
- σ_3 és la pressió vertical i és principal perquè és perpendicular a σ_1 .

És per això que els valors σ_1 i σ_3 representen el diàmetre d'un cercle de Mohr.

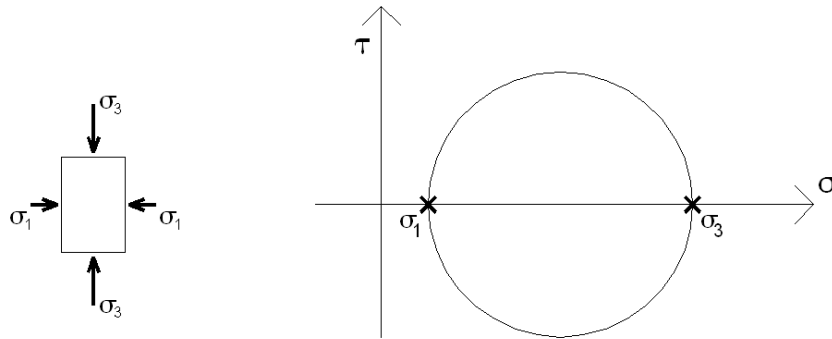


Fig. 1.4a
Diversos triaxials en
funcionament.

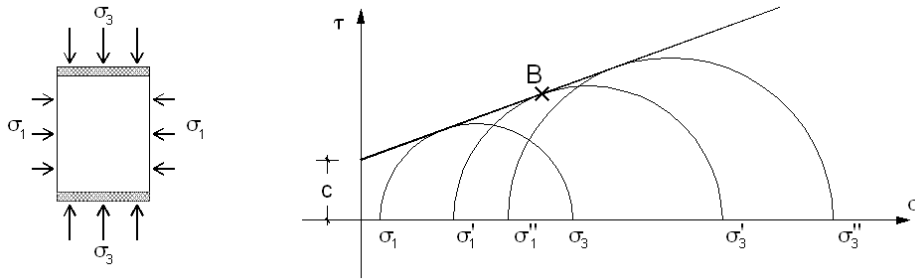
Fig. 1.4b
Detall de la cel·la



Repetint l'assaig a partir d'un altre valor σ'_1 de la pressió lateral, resulta que, per arribar a la trencadura, cal aplicar una altra pressió vertical σ'_3 . Repetint l'assaig, trobem una nova parella de pressions, σ''_1 i σ''_3 , etc.

Així, n'obtenim tres cercles, de manera que la seva envoltant és la corba de resistència intrínseca, que s'assimila a la recta de Coulomb, és a dir, a la llei de tall.

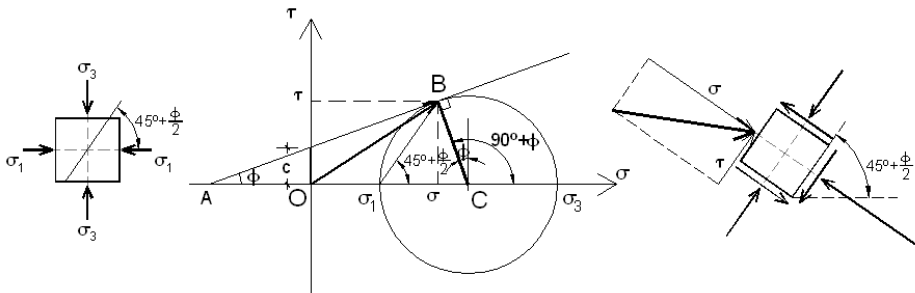
Per tant, el resultat de cada assaig de compressió triaxial és un cercle de Mohr.



Com és habitual en mecànica del sòl, s'han representat només les semicircumferències superiors, suficients per caracteritzar l'estat tensional de la mostra.

El punt de cada cercle que representa el trencament és el punt B, de tangència amb la recta de Coulomb.

En qualsevol dels cercles, a partir del punt de ruptura B, que es troba sobre la recta de Coulomb, es poden obtenir els valors de σ i τ que produeixen el trencament.



Com que el punt B representa la trencadura de la mostra, el pla de trencadura forma un angle de $45^\circ + \frac{\phi}{2}$ amb l'eix horitzontal, que és la meitat de l'angle $BC\sigma_3$ al cercle de Mohr.

1.2.3. Expressions derivades de l'assaig de compressió triaxial

El cercle de Mohr ens permet trobar una relació entre les tensions principals (σ_1 i σ_3) i els paràmetres del terreny c (cohesió) i ϕ (angle de fregament intern).

Del triangle ABC tenim: $BC = AC \cdot \sin\phi$



Com que BC és el radi de la circumferència, resulta: $BC = \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2}$

D'altra banda: $AC = AO + OC$ i, com que $AO = c \cdot \cotan\phi \Rightarrow$
 $OC = \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2}$.

Pel costat BC, tenim: $\frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2} = (c \cdot \cotan\phi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}) \cdot \sin\phi$

$$\sigma_3 = \sigma_1 \cdot \frac{1 + \sin\Phi}{1 - \sin\Phi} + 2c \cdot \frac{\cos\Phi}{1 - \sin\Phi}$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\Phi}{2}\right) + 2 \cdot c \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\Phi}{2}\right)$$

Aquestes fórmules són essencials en l'estudi de l'empenta de les terres amb la teoria de Rankine.

D'aquestes fórmules, que relacionen les tensions principals σ_1 , σ_3 i els paràmetres del terreny c i ϕ , en podem treure algunes conclusions:

1. Si el sòl és granular, resulta: $c = 0 \Rightarrow \sigma_3 = \sigma_1 \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\Phi}{2}\right)$

Per tant, el sòl granular necessita confinament (és a dir, necessita la pressió lateral σ_1); per tant, cal que $\sigma_1 > 0$, perquè si no resultaria $\sigma_3 = 0$, i el sòl no aguantaria res.

2. Si el sòl és cohesiu pur, tenim $\phi = 0$ (el sòl cohesiu pur no té fricció) $\Rightarrow \sigma_3 = \sigma_1 + 2 \cdot c$

Per tant, la diferència entre σ_3 i σ_1 és constant i val $2 \cdot c$.

3. Si la tensió lateral σ_1 és $\sigma_1 = 0$, és a dir, si es tracta de compressió simple (no confinada), podem considerar dos casos:

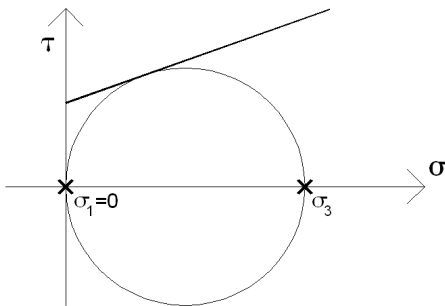
- En sòls granulars, la resistència a la compressió seria nul·la: $\sigma_3 = 0$
- En sòls cohesius, la cohesió és la meitat de la resistència a la compressió simple, ja que:

$$\sigma_3 = 2c \Rightarrow c = \frac{\sigma_3}{2}$$

Assaig de compressió triaxial: aplicació (1)

Si, a l'assaig triaxial, hi sotmetem una mostra de terreny a una tensió vertical σ_3 però no hi apliquem la pressió horitzontal σ_1 , tindrem $\sigma_1 = 0$ i hi actuarà únicament la tensió vertical σ_3 . Per tant, si tenim la mostra sotmesa a una compressió no confinada, el resultat serà el mateix que l'obtingut amb l'assaig de compressió simple (ja que a l'assaig de compressió simple la mostra no està confinada).

El cercle de Mohr corresponent serà el següent:



Cercle de Mohr: aplicació (2)

Dades:

- Angle de fregament intern: $\phi = 20^\circ$
- Cohesió: $c = 2,264 \text{ kp/cm}^2$
- Tensió principal menor: $\sigma_1 = 1,83 \text{ kp/cm}^2$

Incògnita: La tensió principal major, σ_3

Solució: La relació entre σ_1 , σ_3 , c i ϕ és:

$$\sigma_3 = \sigma_1 \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) + 2 \cdot c \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

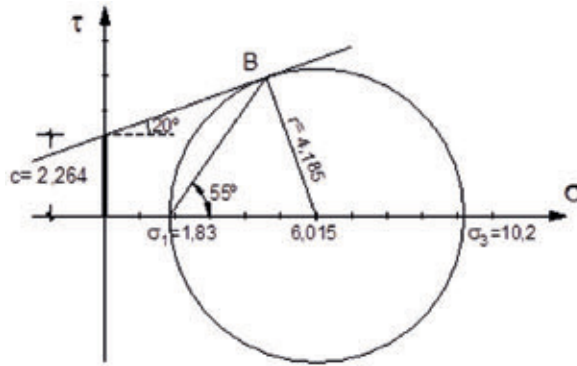
$$\sigma_3 = 1,83 \cdot \tan^2 55^\circ + 2 \cdot 2,264 \cdot \tan 55^\circ = 10,2 \text{ kp/cm}^2$$

Per resoldre el problema gràficament, seguim aquests passos:

1. Dibuiquem la recta de Coulomb, amb $c = 2,264 \text{ kp/cm}^2$ i $\phi = 20^\circ$
2. Des de $\sigma_1 = 1,83 \text{ kp/cm}^2$, es traça la recta que forma l'angle $45^\circ + \phi/2$ amb l'eix σ i talla la recta de Coulomb al punt B.
3. Des de B, fem la perpendicular a la recta de Coulomb, que talla l'eix σ al centre del cercle de Mohr al punt d'abscissa: $\sigma = 6,015 \text{ kp/cm}^2$



4. El radi del cercle de Mohr és: $6,015 - 1,83 = 4,185$. Dibuixant-lo, s'obté el valor: $\sigma_3 = 10,2 \text{ kp/cm}^2$



Cercle de Mohr: aplicació (3)

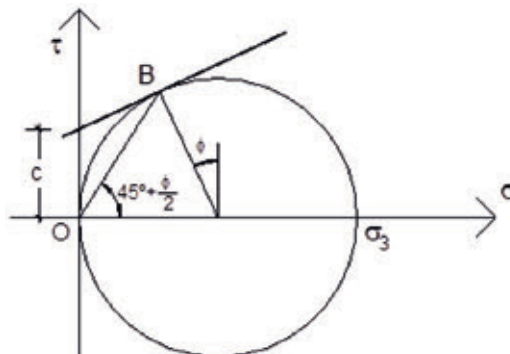
Dibuixar la recta de Coulomb a partir de les dades de l'assaig del molinet i de l'assaig de compressió simple.

Dades:

- Cohesió (obtinguda amb el molinet): c
- Resistència a la compressió simple: σ_3

Solució: L'assaig de compressió simple suposa $\sigma_1 = 0$. La recta de Coulomb és la tangent en B al cercle de Mohr que passa pel punt $(0, c)$, és a dir:

1. Es dibuixa el cercle de Mohr que passa per l'origen i amb radi: $\frac{\sigma_3}{2}$
2. Des del punt $(0, c)$, es dibuixa la tangent al cercle de Mohr. Aquesta tangent és la recta de Coulomb, i el punt de tangència B determina l'angle $BO\sigma_3$, que val $45^\circ + \frac{\Phi}{2}$.



1.3. Empentes del terreny

1.3.1. Teoria de l'empenta (W. Rankine, 1820-1872)

L'estudi de les empentes del terreny sobre una estructura de contenci3 (mur, pantalla, etc.) o que actuen en un tall vertical d'un terreny 3 una qüestió complexa en la qual intervenen diferents factors:

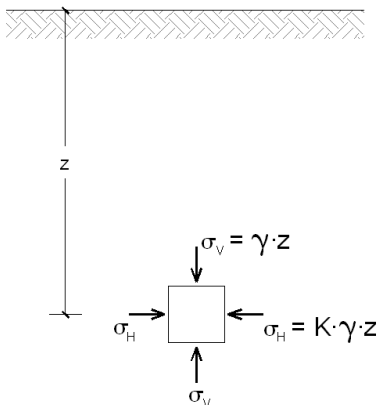
- a) Les propietats físiques del s3l (densitat, cohesió i angle de fregament intern).
- b) Factors externs (inclinaci3 de la superfície del terreny, sobrecàrregues que hi actuen i presència d'aigua al terreny).
- c) Factors deguts al propi sistema de contenci3 (geometria del mur, altura i deformabilitat).

Alguns d'aquests factors tenen una influència òbvia sobre l'empenta, però d'altres, com ara la deformabilitat de la pr3pia estructura de contenci3 que està sotmesa a l'empenta, no són tan evidents.

La determinaci3 de les empentes es fa a partir d'hipòtesis simplificades, que permetran aproximar-nos al comportament real del terreny. Les estructures de contenci3 es consideren estructures adequades per mantenir o crear una diferència de nivell entre dues cotes de terreny existent a ambdues bandes de l'estructura de contenci3, si aquest terreny no es manté estable per si mateix en el talús executat.

Considerem un terreny homogeni, isòtrop, amb comportament elàstic, de superfície horitzontal i sense sobrecàrrega que hi actuï, tal com es representa a la figura. En l'estat inicial, una partícula o element del terreny sense pes, situada a una profunditat z , està sotmesa a unes tensions normals verticals σ_v i horitzontals σ_H .

La tensió vertical sobre la partícula considerada 3: $\sigma_v = \gamma \cdot z$



on:

- γ : densitat del terreny

- z : profunditat a la qual es troba el punt

La tensió horitzontal 3 proporcional a la tensió vertical: $\sigma_H = K \cdot \gamma \cdot z$

on: K factor de proporcionalitat o d'empenta



Suposem que el factor K no varia amb la profunditat i que adopta diferents valors segons el tipus de sòl i d'empenta de què es tracti.

La densitat del terreny es pot determinar amb l'assaig corresponent, o es pot recórrer al DB SE-C, que proporciona uns valors orientatius de les densitats de diferents sòls:

Taules originals de l'annex D del CTE.

Tabla D.26. Valores orientativos de densidades de suelos

Tipo de suelo	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)
Grava	20 – 22	15 – 17
Arena	18 – 20	13 – 16
Limo	18 – 20	14 – 18
Arcilla	16 – 22	14 – 21

Tabla D.27. Propiedades básicas de los suelos

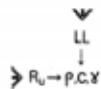
Clase de suelo		Peso específico aparente (kN/m ³)	Ángulo de rozamiento interno
Terreno natural	Grava	19 – 22	34° - 45°
	Arena	17 – 20	30° - 36°
	Limo	17 – 20	25 – 32°
	Arcilla	15 – 22	16° – 28°
Rellenos	Tierra vegetal	17	25°
	Terraplén	17	30°
	Pedraplén	18	40°

També podem recórrer als valors tabulats a la norma NTE CCM:

a) Terrenos cohesivos arcillosos

A efectos de la presente NTE, la Tabla 1 determina para terrenos cohesivos arcillosos, los valores del ángulo de rozamiento interno ρ , la cohesión c , y el peso específico γ , que no deben superarse salvo ensayos específicos, en función de la Consistencia del terreno y de su Plasticidad.
Siendo:
Plasticidad Baja-Media $20 \leq LL \leq 40$
Plasticidad Media-Alta $LL > 40$

Tabla 1



Consistencia	R_u kg/cm ²	Plasticidad					
		Baja-Media		Media-Alta			
		ρ°	c kg/cm ²	γ kg/dm ³	ρ°	c kg/cm ²	γ kg/dm ³
Firme	1 – 2	22°	0,10	1,7			
Muy firme	2 – 4	24°	0,15	1,8	22°	0,15	1,8
Dura	> 4	24°	0,25	1,9	22°	0,25	1,9

b) Terrenos granulares

A efectos de la presente NTE, la Tabla 2 determina para terrenos naturales de arenas y/o gravas, los valores del ángulo de rozamiento interno ρ , de la cohesión c , y el peso específico γ , que no deben superarse, salvo ensayos específicos, en función de la Compacidad del terreno.

Tabla 2



Compacidad	N avance/30	ρ°	c kg/cm ²	γ kg/dm ³
Suelto	4 – 10	30°	0	1,8
Compacto	10 – 30	32,5°	0	1,8
Denso	> 30	35°	0	1,9

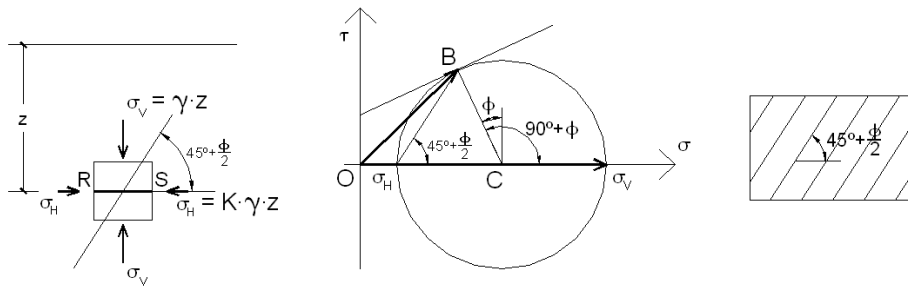
1.3.2. Hipòtesis complementàries

Per afrontar l'estudi de les empentes del terreny, s'estableixen dues hipòtesis que permeten simplificar la determinació de les empentes:

a) Les tensions normals verticals σ_v i horitzontals σ_H es consideren principals (és a dir, sense tensions tangencials).

b) La ruptura d'un terreny es produirà a tots els punts del terreny alhora i, per tant, es formaran unes línies de possible ruptura amb un angle conegut.

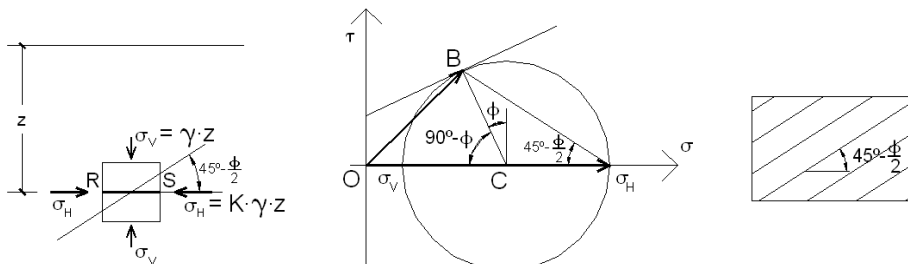
Si $\sigma_v > \sigma_H$, la ruptura es produeix segons un angle de $45^\circ + (\phi/2)$:



El vector $O\sigma_v$ representa la tensió principal més gran que actua sobre el segment RS. El punt que representa la trencadura és B, de manera que el vector que la produeix és el vector OB.

Al cercle de Mohr, el radi CB forma amb el radi $C\sigma_v$ l'angle $90 + \phi$. Per tant, en la realitat, el segment sotmès a OB forma amb el que està sotmès a $O\sigma_v$ un angle meitat, $45 + \phi/2$. Tal com s'ha explicat anteriorment, la trencadura seguirà la direcció del segment sotmès als esforços produïts pel vector OB.

Si $\sigma_H > \sigma_v$, la ruptura es produeix segons un angle de $45^\circ - (\phi/2)$:





El vector $O\sigma_H$ representa la tensió principal més gran que actua sobre el segment RS. El punt que representa la trencadura és B, de manera que el vector que la produeix és el vector OB.

Al cercle de Mohr, el radi CB forma amb el radi $C\sigma_v$ l'angle $90-\phi$. Per tant, en la realitat, el segment sotmès a OB forma amb el que està sotmès a $O\sigma_H$ un angle meitat, $45-\phi/2$ i la trencadura seguirà la direcció del segment sotmès als esforços produïts pel vector OB.

1.3.3. Tipus d'empenta

L'empenta del terreny es manifesta de diferents maneres, que depenen del desplaçament relatiu entre el front excavat o sistema de contenció i la direcció de l'empenta.

a) Empenta activa. Es produeix quan el front excavat gira o es desplaça cap a l'excavació o l'estructura de contenció. Per tant, es produeix quan el moviment de l'estructura de contenció coincideix amb la direcció de l'empenta.

b) Empenta en repòs. És la corresponent a l'estat inicial del terreny. No es produeix cap desplaçament.

c) Empenta passiva. Es produeix quan l'estructura de contenció gira o es desplaça cap al terreny. És l'estructura de contenció que empeny el terreny i el desplaça. Per tant, es produeix quan el moviment de l'estructura de contenció va en direcció contrària a l'empenta de les terres.

El cas més freqüent és l'empenta activa, ja que l'estructura de contenció, en rebre l'empenta del terreny, tendeix a moure's fins a arribar a una situació d'equilibri, cosa que permet el moviment de les terres cap a l'excavació. Com veurem, aquest moviment produeix una disminució de l'empenta sobre l'estructura de contenció, fins a arribar a unes condicions d'empenta mínima.

El desplaçament necessari per mobilitzar l'empenta activa és molt petit i es donarà en estructures deformables. Si l'estructura estigués fortament coaccionada davant dels desplaçaments horitzontals, no es produiria la situació d'empenta activa (és el cas dels murs molt arriestrats).

En relacionar la variació de les tensions horitzontals (empentes) en un punt amb els moviments que el terreny pot experimentar, veurem que, per passar de l'estat d'empenta en repòs a l'estat d'empenta activa és necessari un moviment relativament petit.

Empenta en repòs

Per a un terreny de superfície horitzontal, el coeficient d'empenta en repòs K_0 que expressa la relació entre les tensions horitzontals i verticals es pot obtenir, de manera simplificada, amb l'expressió:

$$K_0 = (1 - \sin\phi)$$

on: ϕ : angle de fregament intern del terreny

K_0 : coeficient d'empenta en repòs

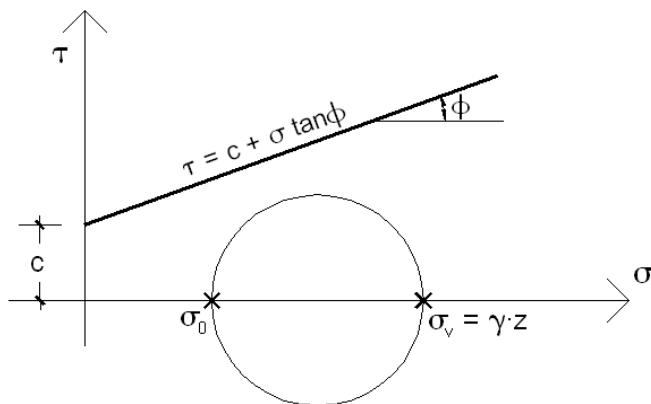
Podem determinar simplificadament l'empenta unitària en repòs en un punt d'un terreny de superfície horitzontal i sense sobrecàrrega actuant-hi a una profunditat z , considerant que estarà sotmès a una tensió vertical de valor:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z$$

Sobre una estructura de contenció ideal rígida, sense deformació prèvia del terreny, l'empenta horitzontal unitària actuant a una profunditat z serà:

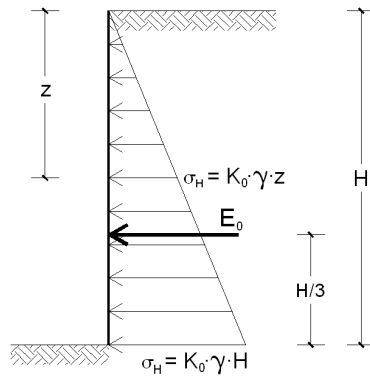
$$\sigma_0 = K_0 \cdot \sigma_v = K_0 \cdot \gamma \cdot z$$

Podem representar l'estat tensional d'un punt qualsevol del terreny a través del cercle de Mohr. Si el punt està en equilibri, el cercle de Mohr corresponent no tallarà la recta de Coulomb.



De les fórmules anteriors, podem veure que:

1. El valor K_0 és la relació existent entre σ_0 i σ_v (en líquids, $K_0 = 1$)
2. Les tensions verticals i horitzontals van augmentant linealment amb la profunditat, ja que depenen de la profunditat z .



A la profunditat corresponent a l'altura del mur, l'empenta horitzontal unitària serà:

$$\sigma_H = K_0 \cdot \gamma \cdot H$$

La resultant de l'empenta total en repòs, E_0 , actuant a la cara del mur valdrà:

$$E_0 = \frac{1}{2} K_0 \cdot \gamma \cdot H^2$$

Aquest valor és l'àrea del triangle amb base $K_0 \cdot \gamma \cdot H$ i altura H .

D'acord amb la distribució triangular de les empentes unitàries, la resultant E_0 està situada a una distància de la base del mur igual a una tercera part de l'altura total H .

Empenta activa

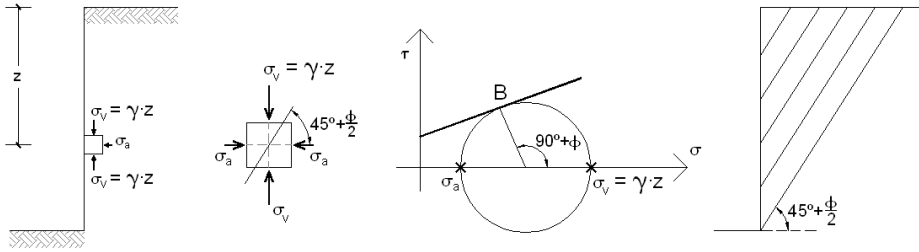
En un terreny en què s'ha fet una excavació, la tensió vertical que actua en un punt del terreny situat a una profunditat z val:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z$$

La tensió horitzontal σ_a d'aquest punt és desconeguda, però es pot deduir de la fórmula de l'assaig triaxial, on la tensió horitzontal σ_1 correspon a la tensió horitzontal de l'empenta activa σ_a .

- Si $\sigma_v > \sigma_a$:

Suposant que no hi ha sobrecàrrega aplicada sobre el massís i aplicant-hi la fórmula obtinguda per a la tensió màxima σ_3 , que correspon al que ara anomenem tensió vertical σ_v , tenim:



$$\sigma_v = \sigma_a \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\Phi}{2}\right) + 2 \cdot c \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\Phi}{2}\right)$$

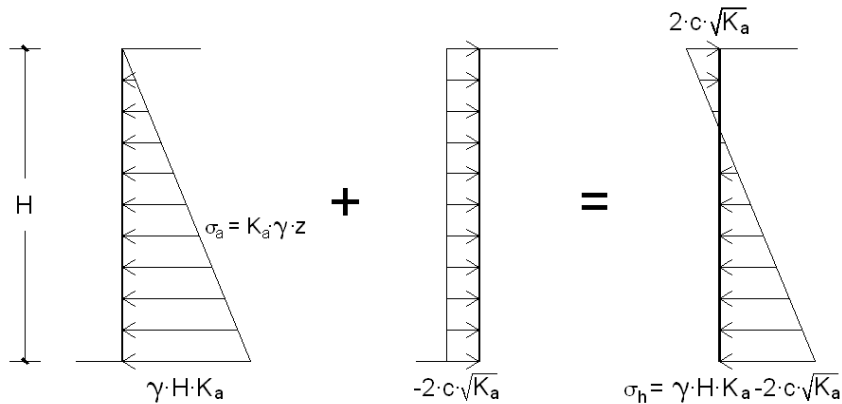
Per tant:

$$\gamma \cdot z = \sigma_a \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\Phi}{2}\right) + 2 \cdot c \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\Phi}{2}\right)$$

$$\sigma_a = \gamma \cdot z \cdot \tan^2\left(45^\circ - \frac{\Phi}{2}\right) - 2 \cdot c \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\Phi}{2}\right)$$

Si anomenem $K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\Phi}{2}\right) \Rightarrow \sigma_a = \gamma \cdot z \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$

on K_a és el coeficient d'empenta activa. El diagrama d'empentes actives serà:



A la base de l'estructura de contenció, corresponent a l'altura H , l'empenta activa unitària val:

$$\sigma_h = \gamma \cdot H \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$



Al diagrama, veiem que, a la part superior del massís, les terres no empenyen sinó que "atreuen" l'estructura de contenció (una empenta negativa és equivalent a una tracció). Aquest efecte no es pot considerar quan es calculi l'estructura de contenció, perquè les terres es poden atreure a si mateixes, però no poden atreure el mur.

De la fórmula anterior, en podem treure algunes conclusions:

1. La cohesió redueix l'empenta activa.
2. A la coronació ($z = 0$), l'empenta activa val $\sigma_a = -2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$
3. La profunditat que anul·la l'empenta unitària h_0 en sòls cohesius és (sense sobrecàrrega):

$$\sigma_a = 0 \Rightarrow \gamma \cdot h_0 \cdot K_a = 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \Rightarrow h_0 = \frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot \sqrt{K_a}}$$

4. La resultant de l'empenta activa, E_a , que actua a la cara de l'estructura de contenció, sense que actuï sobrecàrrega sobre el massís, valdrà:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right) - 2 \cdot c \cdot H \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right)$$

En sòls sense cohesió ($c = 0$), el segon terme de l'equació desapareix.

5. L'altura crítica h_c per la qual no és necessària l'estructura de contenció és (sense sobrecàrrega):

$$E_a = 0 \Rightarrow h_c = \frac{4 \cdot c}{\gamma \cdot \sqrt{K_a}}$$

Observacions importants:

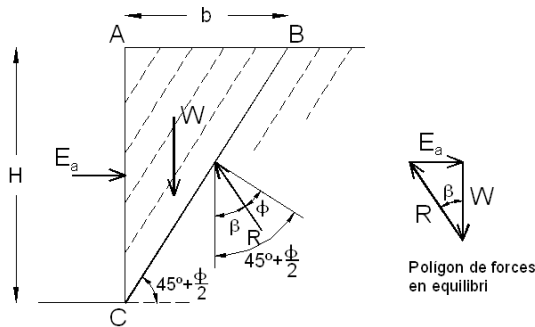
1. Resulta: $h_c = 2 \cdot h_0$
2. Si $c = 0 \Rightarrow h_c = h_0 = 0$

Comprovació geomètrica

Podem comparar els valors obtinguts per l'empenta en repòs i l'empenta activa amb un exemple numèric. Suposem un terreny sense sobrecàrrega actuant i amb $c = 0$, $\phi = 30^\circ$.

Empenta activa: $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right) = \tan^2 30^\circ = 0,33$

L'empenta activa es pot interpretar geomètricament.



De la figura, es dedueix: $b = H \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right)$

El pes d'una llesca d'1 m d'amplada de terreny per sobre de la línia de ruptura és:

$$W = \gamma \cdot b \cdot \frac{H}{2} = \gamma \cdot \frac{H^2}{2} \tan \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right) \cdot 1\text{m}$$

Com que l'empenta és activa, l'angle de trencament és $45^\circ + \frac{\Phi}{2}$. Per tant, el triangle de terres que cal contenir és l'ABC. Cal equilibrar el pes W del triangle, l'empenta E_a i la reacció R del massís. De la reacció R del massís, se'n coneix la direcció:

$$\beta = 45^\circ + \frac{\Phi}{2} - \Phi = 45^\circ - \frac{\Phi}{2}$$

perquè:

- La normal al plànol BC forma amb la vertical l'angle $45^\circ + \frac{\Phi}{2}$
- La reacció R del massís forma amb la normal l'angle Φ .

Del polígon de forces en equilibri, l'empenta activa serà:

$$E_a = W \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right) \Rightarrow E_a = \gamma \cdot \frac{H^2}{2} \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right)$$

que és la mateixa fórmula que s'ha deduït analíticament al paràgraf anterior.



Valor mínim del desplaçament necessari per mobilitzar l'empenta activa

Valor mínim del desplaçament necessari per mobilitzar l'empenta activa	
Tipus de sòl	Desplaçament
Granular compacte	0,0005·H
Granular solt	0,0020·H
Coherent dur	0,0100·H
Coherent tou	0,0200·H

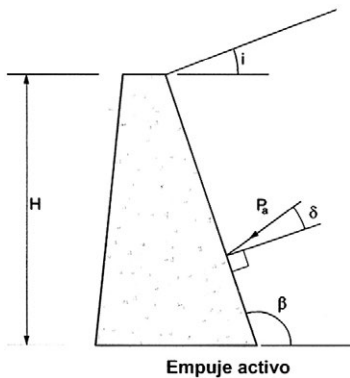
H: altura de les terres que empenyen. El desplaçament s'ha de produir cap a les terres.

Observació: Si el desplaçament no arriba al valor mínim per mobilitzar l'empenta activa, el valor de l'empenta que s'ha de considerar serà superior al de l'empenta activa i inferior al de l'empenta en repòs.

Formulació de l'empenta activa al CTE

L'empenta activa és prevista a l'article 6.2.3 del DB SE-C, que inclou altres variables (extradós inclinat, fregament sòl-mur i superfície del massís inclinada).

Fig. 6.3 del CTE.
Empuje activo



$$\sigma'_a = K_A \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_A}$$

$$\sigma'_{ah} = \sigma'_a \cdot \text{sen}(\beta + \delta)$$

$$K_A = \left[\frac{\text{cosec}\beta \cdot \text{sen}(\beta - \phi')}{\sqrt{\text{sen}(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi') \cdot \text{sen}(\phi' - i)}{\text{sen}(\beta - i)}}} \right]^2$$

σ'_v la tensió efectiva vertical, de valor $\gamma' \cdot z$, siendo γ' el peso específico efectivo del terreno y z la altura del punto considerado respecto a la rasante del terreno en su acometida al muro.

σ'_a La componente horizontal del empuje unitario

ϕ' y c' El ángulo de rozamiento interno y la cohesión del terreno o relleno del trasdós

β i Los ángulos indicados en la figura 6.3 del CTE.

δ El ángulo de rozamiento entre el muro y el terreno o relleno.

A la fórmula del DB SE-C tampoc no s'ha considerat l'actuació de sobrecàrrega sobre el replè. Font:

$$\beta = 90^\circ, \delta = 0^\circ, i = 0^\circ$$

Resulta:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right)$$

Empenta passiva

En un terreny en què s'ha fet una excavació, la tensió vertical que actua en un punt en contacte amb l'estructura de contenció, situat a una profunditat z , val:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z$$

Si suposem que l'estructura de contenció es desplaça horitzontalment cap a les terres i la tensió vertical es manté constant, la tensió horitzontal a les terres augmentarà en comprimir-se el terreny i continuarà augmentant fins a superar la tensió vertical. Al principi, el terreny no arriba a la ruptura perquè el cercle de Mohr està per sota de la recta de Coulomb, i en cap punt se supera una tensió tallant que provoqui la ruptura.

Però, quan l'estructura de contenció s'ha desplaçat una distància suficient, la tensió horitzontal ha crescut prou perquè el cercle de Mohr sigui tangent a la recta de Coulomb; en aquest moment, es produeix la ruptura del terreny.

Com que per arribar a mobilitzar l'empenta passiva són necessaris desplaçaments importants de l'estructura de contenció, quan es compta amb l'empenta passiva com a efecte favorable cal estar molt segurs que realment el terreny admet aquest desplaçament.

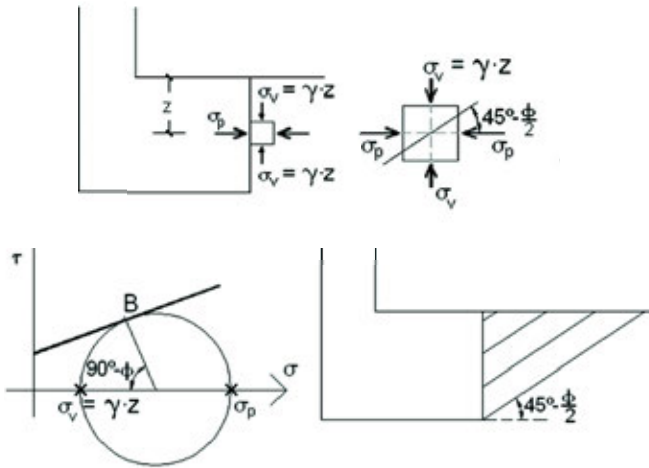
Si $\sigma_v < \sigma_p$:

Per calcular l'empenta passiva, podem emprar les fórmules deduïdes de l'assaig triaxial, on la tensió horitzontal (σ_1) correspon a la tensió deguda a l'empenta activa.

Aplicant la fórmula obtinguda per a la tensió màxima σ_3 , que correspon al que ara anomenem tensió vertical σ_v , tenim:

$$\sigma_v = \sigma_a \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\Phi}{2} \right) + 2 \cdot c \cdot \tan \left(45^\circ + \frac{\Phi}{2} \right)$$

$$\sigma_p = \gamma \cdot z \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\Phi}{2} \right) + 2 \cdot c \cdot \tan \left(45^\circ + \frac{\Phi}{2} \right)$$

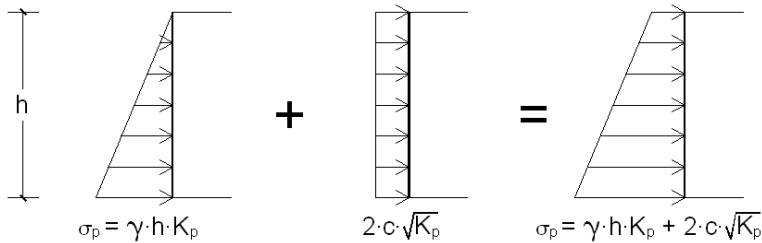


Si anomenem $K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\Phi}{2}\right)$, tenim:

$$\sigma_p = \gamma \cdot z \cdot K_p + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p}$$

Si l'altura de les terres que es mobilitzen per produir l'empenta passiva és h , a la base de l'estructura de contenció l'empenta passiva valdrà:

$$\sigma_p = \gamma \cdot h \cdot K_p + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p}$$



Com veiem, la cohesió incrementa l'empenta passiva. La resultant de l'empenta passiva, E_p , sense sobrecàrrega actuant al massís, valdrà:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\Phi}{2}\right) + 2 \cdot c \cdot h \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\Phi}{2}\right)$$

Podem comparar els valors obtinguts per l'empenta en repòs, l'empenta activa i l'empenta passiva amb un exemple numèric. Suposem un terreny sense sobrecàrrega actuant i amb $c = 0$, $\phi = 30^\circ$:

- Empenta en repòs: $K_0 = 1 - \sin\phi = 1 - \sin 30^\circ = 0,5$
- Empenta activa: $K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\Phi}{2}\right) = \tan^2 30^\circ = 0,33$
- Empenta passiva: $K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\Phi}{2}\right) = \tan^2 60^\circ = 3$

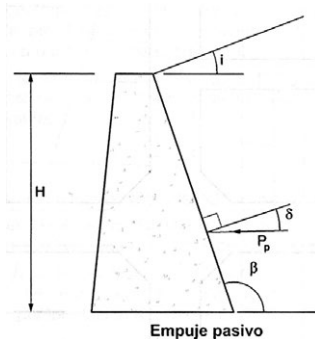
Valor mínim del desplaçament necessari per mobilitzar l'empenta passiva	
Tipus de sòl	Desplaçament
Granular compacte	0,005·H
Granular solt	0,010·H
Coherent dur	0,020·H
Coherent tou	0,040·H

H: altura de les terres que empenyen. El desplaçament s'ha de produir cap a les terres.

Observació: Els moviments necessaris per mobilitzar l'empenta passiva són molt superiors als necessaris per mobilitzar l'empenta activa.

Formulació de l'empenta passiva al CTE

L'empenta passiva és prevista a l'article 6.2.3 del DB SE-C, que inclou altres variables (extradós inclinat, fregament sòl-mur i superfície del massís inclinada).



$$\sigma'_p = K_p \cdot \sigma'_v + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_p}$$

$$\sigma'_{ph} = \sigma'_p \cdot \text{sen}(\beta - \delta)$$

$$K_p = \left[\frac{\text{cosec}\beta \cdot \text{sen}(\beta + \phi')}{\sqrt{\text{sen}(\beta - \delta)} + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \phi') \cdot \text{sen}(\phi' + i)}{\text{sen}(\beta - i)}}} \right]^2$$

Fig. 6.4 del CTE. Empuje pasivo

σ'_v la tensió efectiva vertical, de valor $\gamma' \cdot z$, siendo γ' el peso específico efectivo del terreno y z la altura del punto considerado respecto a la rasante del terreno en su acometida al muro.

σ'_{ph} La componente horizontal del empuje unitario pasivo

ϕ' y c' El ángulo de rozamiento interno y la cohesión del terreno.

β i y δ Los ángulos indicados en la figura 6.4 del CTE.

A la fórmula del DB SE-C, tampoc no s'ha considerat l'actuació de sobrecàrrega sobre el replè. Fent:



$$B = 90^\circ, \delta = 0^\circ, i = 0^\circ$$

Resulta:

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\Phi}{2} \right)$$

El mateix DB SE-C fa aquests advertiments relatius a l'empenta passiva:

*"Para la valoración de empujes estabilizadores en el intradós del elemento de contención, es importante garantizar la **permanencia y estabilidad** en el tiempo de los materiales considerados, así como el movimiento necesario para desarrollar el estado tensional previsto. En este sentido, debe preverse la posibilidad de la **ejecución de excavaciones futuras** junto al pie del elemento de contención para el tendido de servicios o futuros vaciados."*

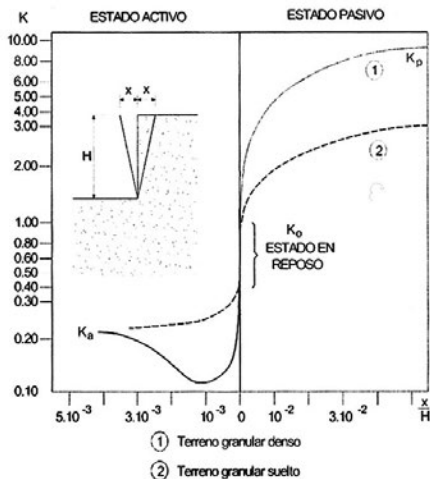
"Igualmente, deben considerarse los importantes movimientos necesarios para el desarrollo del empuje pasivo, en general incompatibles con las condiciones de seguridad y funcionalidad del elemento de contención."

"El empuje pasivo estará afectado por un coeficiente reductor de seguridad γ_E no superior a 0,6."

Comparació experimental

A continuació, s'inclou la figura 6.5 del DB SE-C, on es presenta, per a terrenys granulars, la relació entre l'empenta i els moviments giratoris respecte al peu de l'estructura de contenció necessaris per assolir les condicions activa i passiva. El desplaçament horitzontal es representa en funció de l'altura H del mur (desplaçament relatiu).

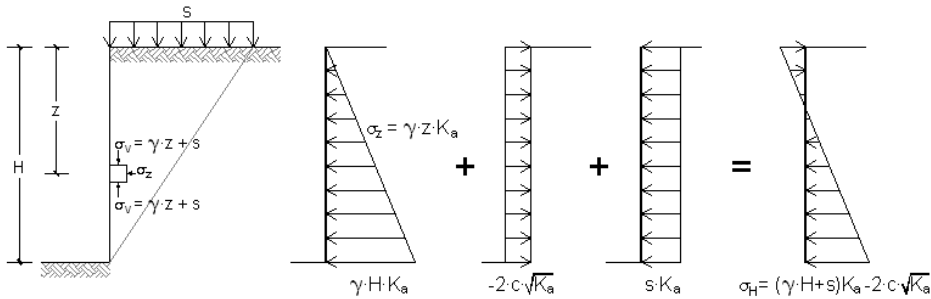
Fig. 6.5 del CTE.
Relació entre l'empenta del terreny i els moviments necessaris pel seu desenvolupament.



S'observa que els valors de K_a són els mínims; els valors de K_0 són valors intermedis, i els valors de K_p són els màxims.

1.4. Efecte de la sobrecàrrega

Si sobre el massís, suposat horitzontal, actua una sobrecàrrega de valor constant s per unitat de longitud de talús, l'empenta activa unitària a una profunditat z serà:



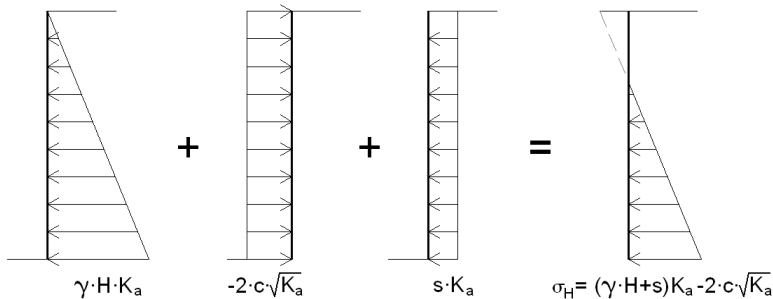
$$\sigma_z = \gamma \cdot z \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} + s \cdot K_a$$

El valor total de l'empenta activa serà:

$$E_a = \underbrace{\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a}_{\text{Empenta de terres}} - \underbrace{2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a}}_{\text{Cohesió}} + \underbrace{s \cdot H \cdot K_a}_{\text{Sobrecàrrega}}$$

on $K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\Phi}{2}\right)$. En sumar els diagrames anteriors, es poden produir dues situacions:

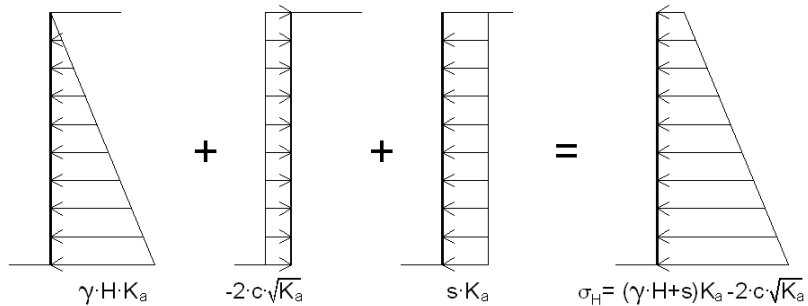
1. Si tenim: $2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} > s \cdot K_a$ al diagrama final, observem que a la part superior del massís el terreny està "sostenint" l'estructura de contenció a través d'uns esforços de tracció.



Com que aquests esforços no es poden produir, no poden ser tinguts en compte. Per tant, considerar l'efecte de la cohesió equival a disminuir l'altura H de la contenció.

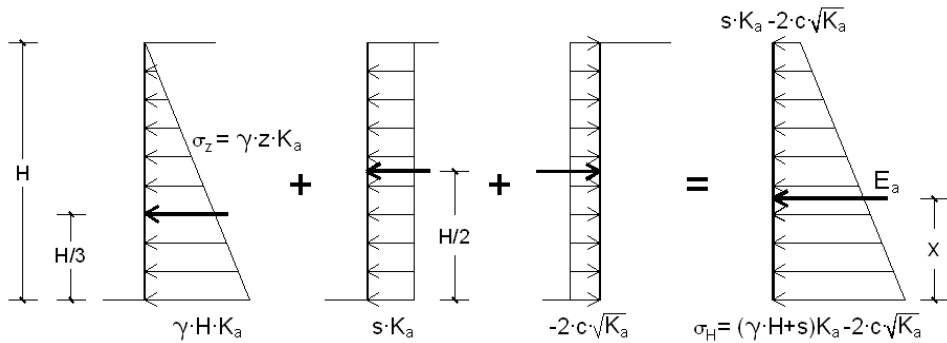


2. Si tenim: $2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} < s \cdot K_a$, el diagrama resultant és trapezoïdal.



1.4.1. Posició de la resultant de l'empenta

Per trobar la posició x de l'empenta respecte a l'altura H de terres continguda, buscarem la posició de la resultant de cadascun dels diagrames.

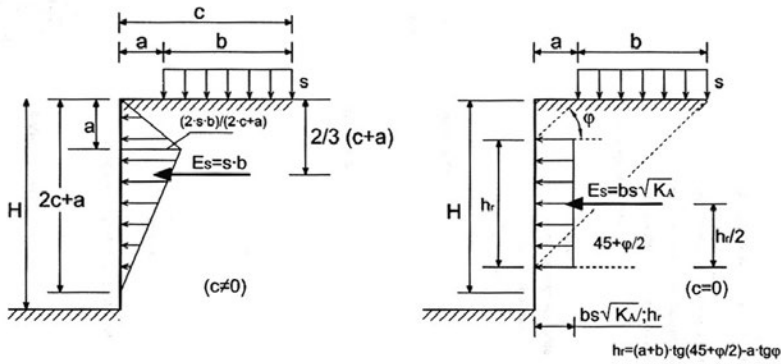
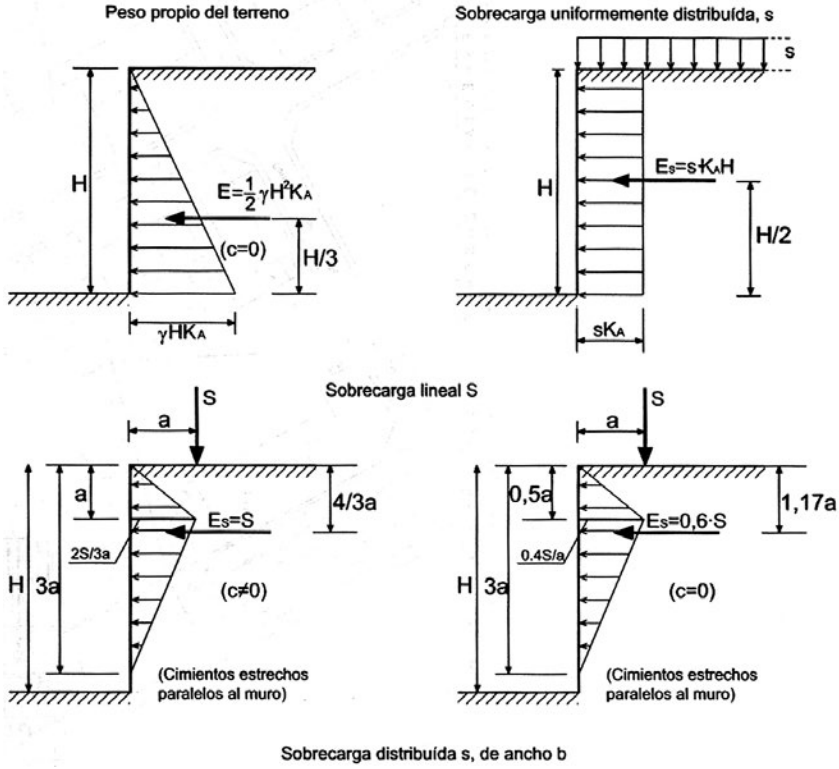


Per al diagrama triangular, l'altura de la resultant és a $H/3$ respecte a la base de l'estructura de contenció. Per als diagrames rectangulars, l'altura de la resultant respecte a la base és a $H/2$. Fent l'equilibri de moments respecte a la base:

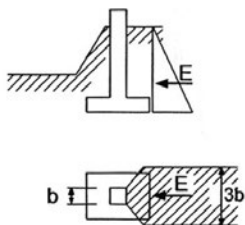
$$\left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \right) \cdot \frac{H}{3} - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a} \cdot \frac{H}{2} + s \cdot H \cdot K_a \cdot \frac{H}{2} = E_a \cdot x$$

$$x = \frac{\left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \right) \cdot \frac{H}{3} - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a} \cdot \frac{H}{2} + s \cdot H \cdot K_a \cdot \frac{H}{2}}{E_a}$$

A la figura 6.8 del DB SE-C, s'observen diferents possibilitats de sobrecàrrega:



Empuje del terreno sobre elementos aislados



Distribución en planta si la sobrecarga es de longitud l

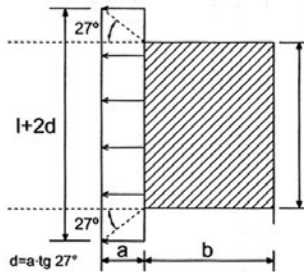


Fig. 6.8 el CTE. Criteris simplificats per a diagrames d'empentes deguts a sobrecàrregues.



La sobrecàrrega uniformement distribuïda pot ser deguda, per exemple, al pas de vehicles sobre el pla de coronament del massís o a l'acumulació de terres o d'altres materials a una cota superior a l'original del terreny.

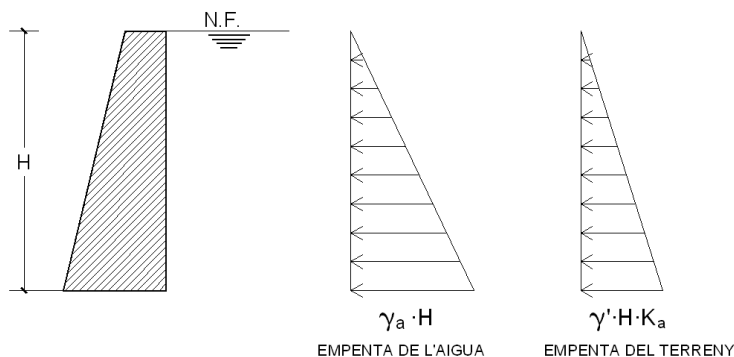
En una altra de les figures, es reproduïxen les empentes teòriques degudes a una sobrecàrrega lineal S , que es correspon amb l'efecte provocat per la presència d'un fonament corregut superficial adjacent a l'estructura de contenció. L'efecte d'aquesta càrrega en sòls coherents és representat al gràfic de l'esquerra; el dels sòls granulars, al de la dreta. Hi podem apreciar l'ordre de magnitud de les empentes resultants. En el primer cas, equival a tota la càrrega. En el segon, al 60 % d'aquesta.

1.5. Empentes degudes a l'aigua

Un altre efecte important que s'ha de prendre en consideració és la influència de la presència d'aigua al terreny, generalment deguda a l'existència d'un nivell freàtic (l'aigua s'ha acumulat a l'extradós i/o el drenatge és insuficient). Si no hi ha sobrecàrregues actuant sobre el massís, l'empenta total sobre l'estructura de contenció té dues components:

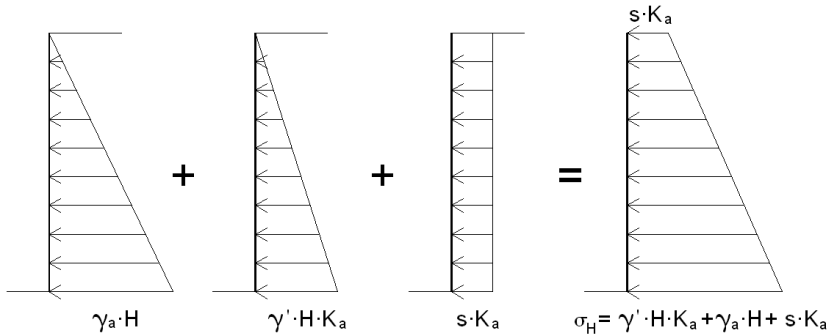
- La component deguda a l'empenta hidrostàtica de l'aigua, sempre perpendicular al parament del mur i deduïda a partir del pes específic de l'aigua, γ_a .
- La component deguda a l'empenta efectiva del terreny.

Si el nivell freàtic coincideix amb la cota superior del massís, els diagrames d'empentes són:



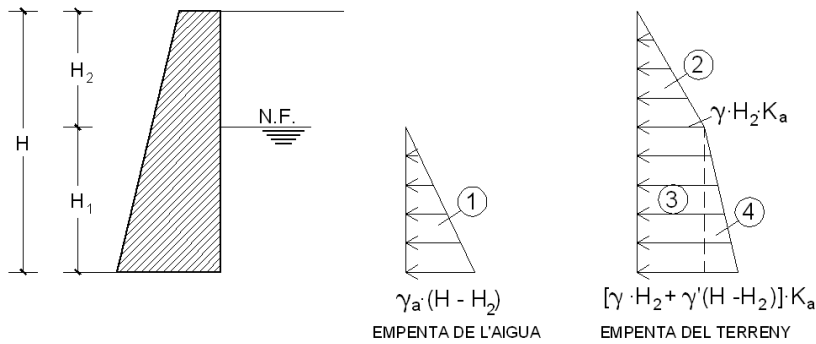
L'empenta activa total serà:
$$E_a = \frac{1}{2} \gamma' \cdot H^2 \cdot K_a + \frac{1}{2} \cdot \gamma_a \cdot H^2$$

Si el massís està totalment inundat i, a més, hi actua una sobrecàrrega uniforme de valor s , l'empenta total serà:



$$E_a = \underbrace{\frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot H^2 \cdot K_a}_{\text{Terres amb Densitat submergida}} + \underbrace{\frac{1}{2} \cdot \gamma_a \cdot H^2}_{\text{Empenta hidrostàtica}} + \underbrace{s \cdot H \cdot K_a}_{\text{Sobrecàrrega}}$$

Si el nivell freàtic es troba en una altura intermèdia, el massís està parcialment inundat i els diagrames d'empentes són:



$$E_a = \underbrace{\frac{1}{2} \cdot \gamma_a \cdot H_1^2}_{(1)} + \underbrace{\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_2^2 \cdot K_a}_{(2)} + \underbrace{\gamma' \cdot H_2 \cdot H_1 \cdot K_a}_{(3)} + \underbrace{\frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot H_1^2 \cdot K_a}_{(4)}$$

Si el massís està parcialment inundat i, a més, hi actua una sobrecàrrega uniforme de valor s, l'empenta total serà:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_2^2 \cdot K_a + \gamma' \cdot H_2 \cdot H_1 \cdot K_a + \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot H_1^2 \cdot K_a + \frac{1}{2} \cdot \gamma_a \cdot H_1^2 + s \cdot H \cdot K_a$$

Per sota del nivell freàtic, la densitat del terreny submergit que s'ha de considerar (γ') és:

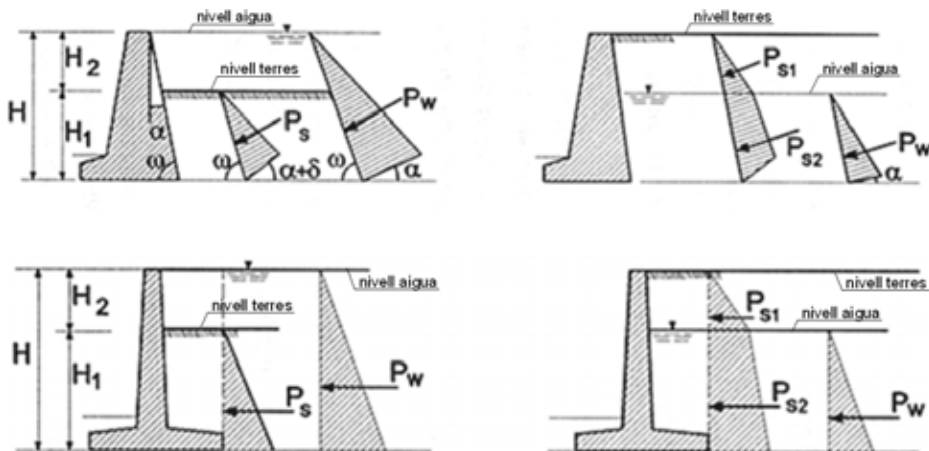


$$\gamma' = \gamma_{\text{sum}} = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_a$$

Per tant, en cas que el massís estigui parcial o totalment submergit i no hi actuï cap sobrecàrrega, cal tenir en compte els aspectes següents:

- En el càlcul de l'empenta del terreny, la densitat γ' que cal considerar és la densitat submergida, és a dir, γ_{sum} .
- La cohesió es pot debilitar o pot desaparèixer i, per tant, no es considera (en llims desapareix).
- L'empenta hidrostàtica hi actua.

A la figura 6.7 del CTE. DB SE-C es representen els diagrames que s'han de considerar per a les pressions del terreny, P_s , i de l'aigua, P_w , corresponents a diferents exemples, suposant que la superfície del terreny és horitzontal.

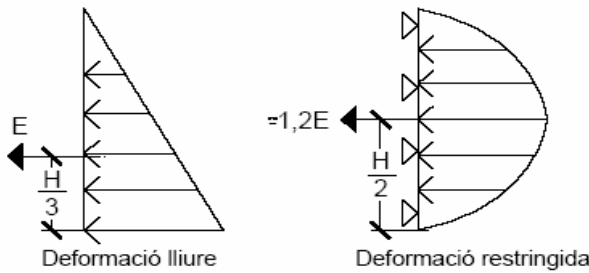


L'empenta hidrostàtica és superior a l'empenta de les terres. Per tant, és interessant reduir-la drenant adequadament l'extradós del mur.

1.6. Efecte de l'arriostrament

Els diagrames d'empentes que actuen sobre les estructures de contenció que hem considerat fins ara corresponen al cas en què l'extrem no coaccionat es pugui desplaçar horitzontalment (deformació lliure). Si impossem una restricció a aquesta deformació, els diagrames d'empentes canvien. Això és el que passa, per exemple, en els murs de soterrani que estan encastats a un sostre a la part superior, o bé en els murs pantalla apuntalats per sostres.

En limitar la deformació, es modifiquen els diagrames d'empentes, de manera que:



1. L'empenta total és superior (passa d'E a $1,2 \cdot E$, aproximadament).
2. La línia d'acció de la resultant se situa a la meitat de l'altura.
3. El diagrama d'empentes és parabòlic, però el simplifiquem, d'acord amb la teoria de Terzaghi, amb aquests diagrames del DB SE-C (figura 6.6):

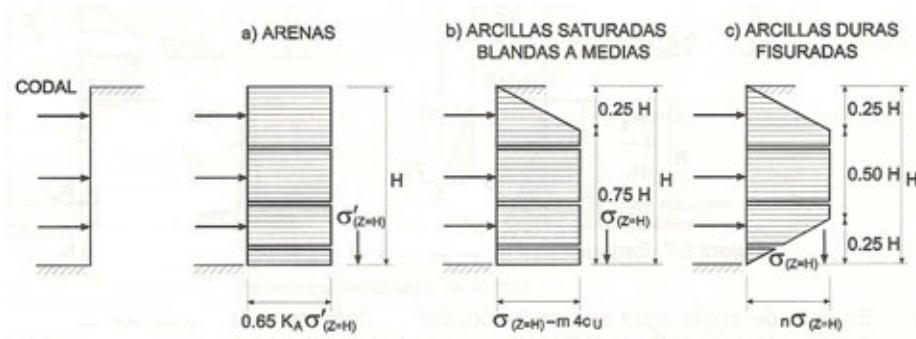


Fig. 6.6 CTE. Diagrames d'envolupants d'empentes aparents per a elements de contenció apuntalats

Segons el DB SE-C (art. 6.2.5.8, apartat i):

"En elementos de contención en los que el relleno de trasdós se efectúa con los forjados ya construidos, los movimientos pueden ser tan pequeños que no permitan alcanzar las condiciones de empuje activo. En esas condiciones, puede considerarse la distribución de empujes correspondiente al empuje al reposo o bien considerar la distribución de empujes definida para estructuras de contención apuntaladas en la figura."

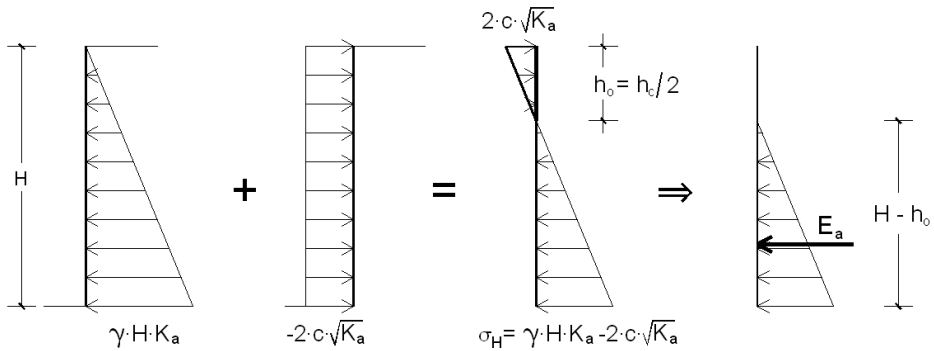
1.7. Correcció del valor de l'empenta

1.7.1. Correcció del valor de l'empenta activa total (sense sobrecàrrega) per calcular un mur de contenció

Hem vist que, a la part superior, es poden produir traccions que no podem prendre en consideració, ja que les terres no poden subjectar el mur. Per tant, considerar l'efecte de la cohesió equival a disminuir l'altura H de la



contenció. Cal eliminar el triangle superior negatiu, que és equivalent a considerar l'altura $H - h_0$:



Tenint en compte l'altura corregida, $H - h_0$, el valor de l'empenta activa corregida serà:

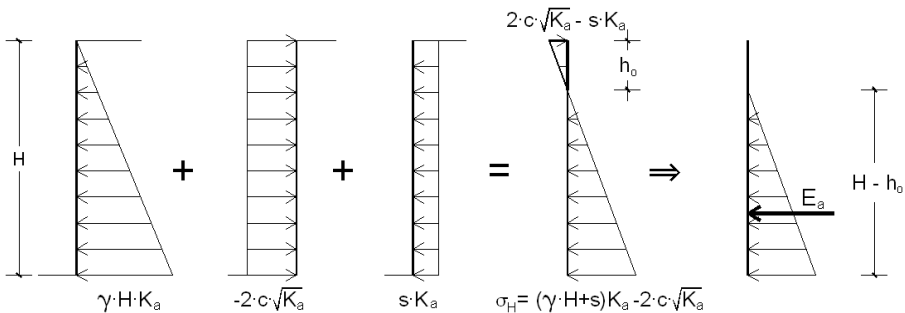
$$E_a = \frac{(\gamma \cdot H \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}) \cdot (H - h_0)}{2}, \text{ amb: } h_0 = \frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot \sqrt{K_a}}$$

La resultant de l'empenta activa corregida és situada a una altura $(H - h_0)/3$ des de la base de l'estructura de contenció.

1.7.2. Correcció del valor de l'empenta activa total (amb sobrecàrrega) per calcular un mur de contenció

Cas 1: Si actua una sobrecàrrega s sobre el massís i tenim $2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} > s \cdot K_a$, al diagrama final apareixen també esforços de tracció sobre el terreny.

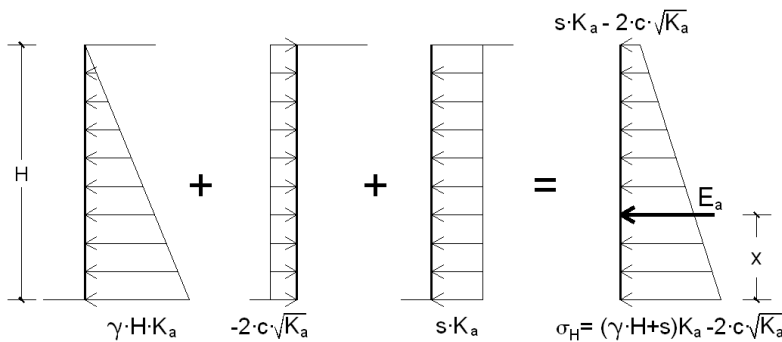
Tenint en compte l'altura corregida, $H - h_0$, el valor de l'empenta activa corregida serà:



$$E_a = E_a = \frac{(\gamma \cdot H \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} + s \cdot K_a) \cdot (H - h_0)}{2}, \text{ amb: } h_0 = \frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot \sqrt{K_a}} - \frac{s}{\gamma}$$

La resultant de l'empenta activa corregida és situada a una altura $(H - h_0)/3$ des de la base de l'estructura de contenció.

Cas 2: Si actua una sobrecàrrega s sobre el massís i tenim $2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} < s \cdot K_a$, no apareixen esforços de tracció al diagrama final i, per tant, la correcció no és necessària.



En aquest cas, l'empenta activa total és:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a} + s \cdot H \cdot K_a$$

La resultant és situada a una distància x de la base:

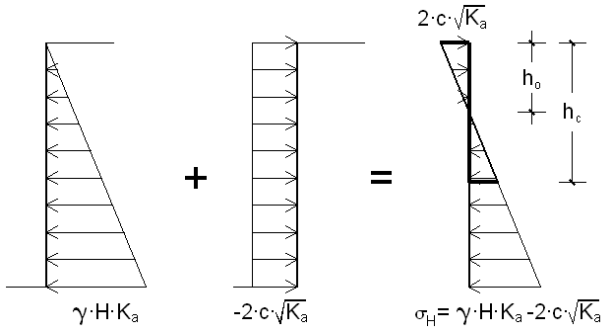
$$x = \frac{\left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a\right) \cdot \frac{H}{3} + \left(s \cdot H \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a}\right) \cdot \frac{H}{2}}{E_a}$$

1.8. Altura crítica

1.8.1. Altura crítica del talús vertical (sense sobrecàrrega)

En terrenys cohesius sense sobrecàrrega que actui sobre el massís, en el diagrama d'empentes veiem que la part superior del massís és sotmesa a traccions, que existeixen fins a una profunditat h_0 ; per tant, apareixen unes esquerdes a la coronació del mur fins aquesta profunditat.

En aquesta zona, la tensió horitzontal és negativa (no hi ha compressions, que en mecànica del sòl es consideren de signe positiu).



L'altura h_0 on s'anul·la l'empenta unitària és:

$$\gamma \cdot h_0 \cdot K_a = 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \Rightarrow h_0 = \frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot \sqrt{K_a}}$$

L'altura h_c on s'anul·la l'empenta total és:

$$\frac{1}{2} \gamma \cdot h_c^2 \cdot K_a = 2 \cdot c \cdot h_c \cdot \sqrt{K_a} \Rightarrow h_c = \frac{4 \cdot c}{\gamma \cdot \sqrt{K_a}}$$

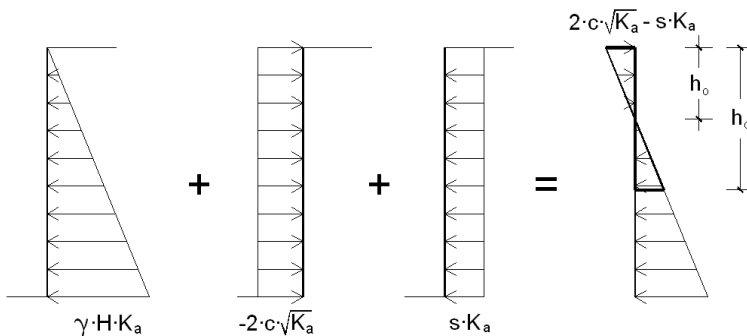
on $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right)$. De les expressions anteriors, es dedueix que

$$h_c = 2 \cdot h_0.$$

En sòls granulars, no es pot parlar, lògicament, d'altures crítiques.

1.8.2. Altura crítica del talús vertical (amb sobrecàrrega)

Si actua una sobrecàrrega s sobre el massís, l'altura crítica h_c que anul·la l'empenta total és:



$$\frac{1}{2} \gamma \cdot h_c^2 \cdot K_a + s \cdot h_c \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot h_c \cdot \sqrt{K_a} = 0 \Rightarrow h_c = \frac{4 \cdot c}{\gamma \cdot \sqrt{K_a}} - \frac{2s}{\gamma}$$

També, en aquest cas, resulta: $h_c = 2 \cdot h_0$.

1.8.3. Altura crítica del talús vertical. Seguretat que cal adoptar

El coeficient de seguretat que cal adoptar per al valor de h_c és:

- Talls que han de romandre oberts d'1 a 2 jornades (rases o excavacions a estrebar, per exemple): coeficient de minoració = 1.
- Talls que han de romandre oberts durant un termini curt (d'una setmana a un mes, segons la pluviositat del lloc i l'època de l'any): coeficient de minoració = 0,75.
- Talls que han de romandre oberts durant un llarg període o a perpetuïtat: coeficient de minoració = 0,5.

Es pot obtenir més seguretat donant **una mica d'angle de talús** en tota la seva longitud. També s'obté més seguretat **excavant per pous** de recalçar, perquè mobilitzen arcs de descàrrega horitzontals que dirigeixen les empenyes cap a les zones no excavades o ja recalçades.

Les condicions de seguretat de tall vertical no depenen solament del grau d'allunyament de l'altura crítica, sinó també de les possibles alteracions del sòl, principalment la humitat. Per evitar variacions de la humitat, els talusos es poden protegir amb una làmina de PVC.

→2



Murs de contenció

2.1. Introducció

2.1.1. Antecedents. Terminologia

La contenció de terres va sorgir de la necessitat de modificar l'entorn per tal d'afavorir les activitats humanes.

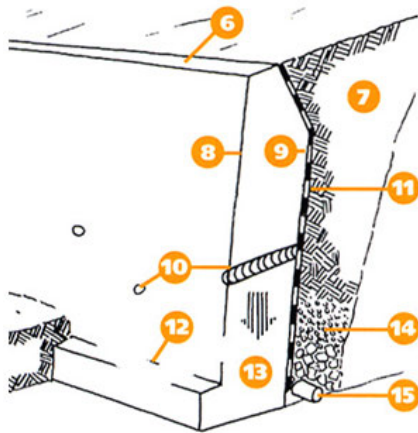




Les feixes o terrasses agrícoles permetien aprofitar el territori i facilitar-ne l'accessibilitat, millorar el rendiment de les eines i la distribució de l'aigua.



Terminologia:



- 6. carener, cavalló
- 7. terraplè
- 8. **intradós**
- 9. **extradós**
- 10. escorrentiu
- 11. capa impermeable
- 12. punta
- 13. fonament
- 14. grava
- 15. dren

2.1.2. Procés de disseny

1. Dades prèvies del sòl, de l'edifici vinculat al mur de contenció (si n'hi ha) i dels edificis propers
2. Elecció del tipus de mur
3. Predimensionament
4. Càlcul de l'empenta
5. Comprovacions:
 - 5.1. Estabilitat del conjunt
 - 5.2. Bolcada
 - 5.3. Lliscament
 - 5.4. Enfonsament
 - 5.5. Assentament
 - 5.6. Deformació
6. Dimensionament i armat
7. Detalls constructius
8. Especificacions relatives als materials, la posada a l'obra, el control i les toleràncies
9. Amidament
10. Pressupost

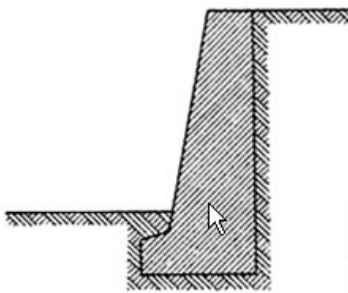
OBSERVACIONS: Les comprovacions i el pressupost poden implicar la reconsideració de decisions anteriors, com ara l'elecció del tipus de mur o el predimensionament.



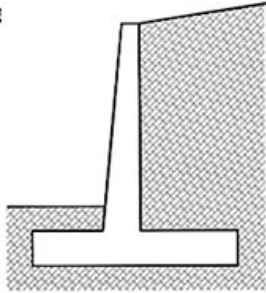
2.1.3. Tipologia

Segons la manera com resisteixen les accions, els murs es poden classificar en tres grups:

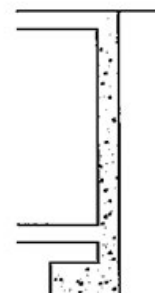
- Murs per gravetat
- Murs a flexió
- Murs suportats



S'autosuporten per gravetat



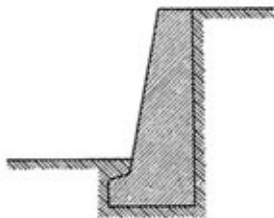
S'autosuporten a flexió



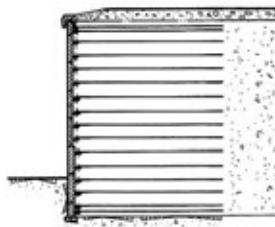
De soterrani (suportats)

2.2. Murs per gravetat

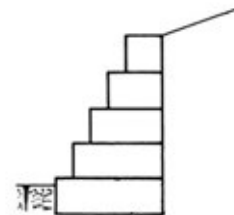
Són els que s'autosuporten per gravetat, és a dir, en què el fust no és resistent a flexió (no poden resistir traccions). Poden ser de pedra en sec, de maó, de blocs, de formigó en massa, de gabions, de terra armada o geosintètics.



Pedra en sec, formigó en massa o fàbrica



Terra armada, geomalles, geoxarxes



Gabions

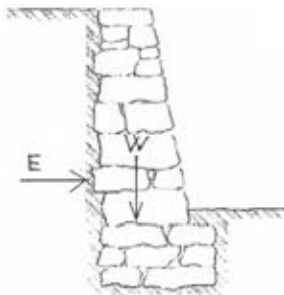
Poden ser diferents dels vinculats a l'edificació i normalment són més deformables. Poden tenir el talús inclinat, i els discontinus són permeables. Toleren bé els assentaments i tenen un aspecte natural o controlat.

2.2.1. Classificació

- **Discontinus:** de pedra en sec, terra armada, geomalles, xarxes o gabions.
 - Són deformables i no tenen patologies si hi ha assentaments.
 - Han de complir les condicions d'equilibri en cada discontinuïtat.
 - Drenen.
- **Continus (o cohesius):** de formigó en massa o maó.
 - No s'adeqüen a sòls deformables.
 - No drenen.

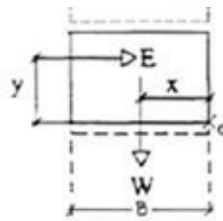
2.2.2. Condicions d'equilibri

Aquest tipus de mur no resisteix les traccions; per tant, cal garantir que només treballi a compressió. Hi ha un moment degut a l'empenta del terreny (M_E) i un moment estabilitzador degut al pes del mur (M_B).



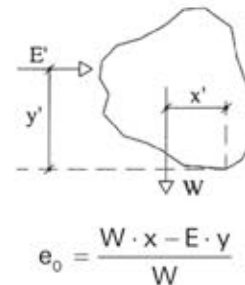
$$M_B < M_E$$

No bolca



$$E < W \cdot \tan \varphi$$

No llisca



Només compressions

$$B/3 \leq e_0 \leq 2 \cdot B/3$$

Pes propi: W Empenta: E Moment de bolcada: $M_B = E \cdot y$

Moment estabilitzador: $M_E = W \cdot x$, que actua amb una excentricitat e_0 .

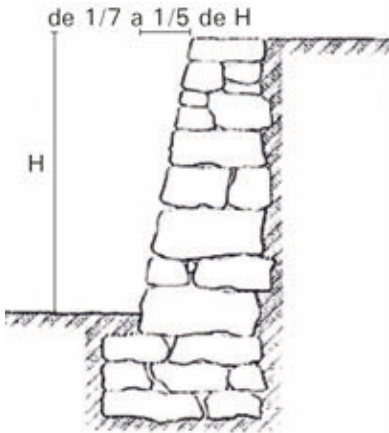
Si el mur no és cohesiu, és a dir, si està format per peces soltes (rocalla, pedra seca, gabions), **aquestes condicions s'han d'establir a cada junt**. A cada discontinuïtat i a la base, la resultant ha de passar pel terç central, i es predimensionen perquè no llisquin.

Cal comprovar també que la pressió de contacte sigui inferior a l'admissible.



2.2.3. Murs de pedra en sec

Els murs de pedra en sec són els més antics. Estan construïts sense morter. Els junts s'omplen de reble, que falca.



Aquest tipus de mur no suporta càrregues i contraresta l'empenta de les terres amb el seu pes. Convé que estigui atalussat amb un angle d'1/7 a 1/5 de l'alçada i que tingui un gruix mitjà d'1/3 de l'altura.

Només se'n controla la planor de la cara vista, i es pot considerar que la densitat del mur és igual a la meitat de la de la pedra.



De Collbató a Monistrol



Mur de pedra en sec. Detall



Castro de Baroña (Espanya)



Visovac

2.2.4. Mur de gabions

És un mur prefabricat, de grava o de pedra matxucada, embolicada amb tela de galliner o amb una malla. Normalment no necessita fonament, però cal preparar el terreny (anivellament, etc). Drena molt bé i accepta assentaments diferencials.

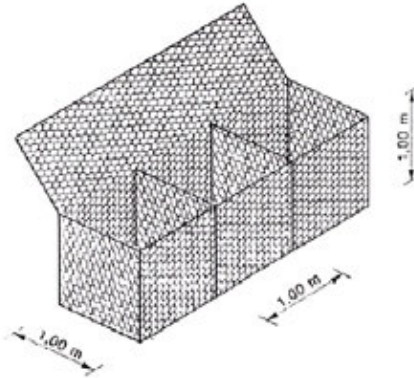
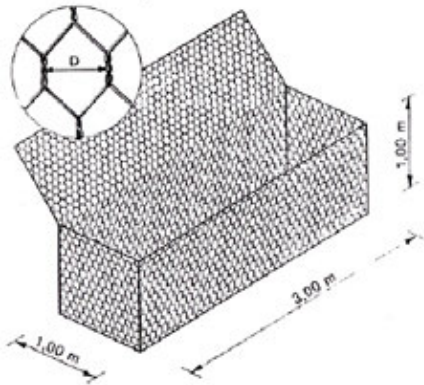


Fig. esq.
Exemple de gabió sense diafragmes

Fig. dreta.
Exemple de gabió amb diafragmes



Fig.
Gabions de contenció en parcs i vials





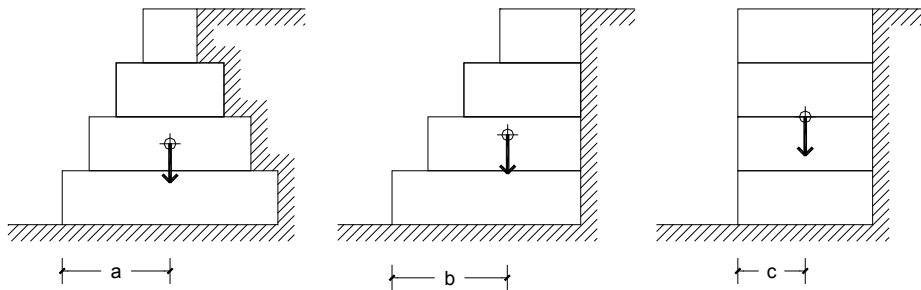
Fig. esq.
Bancals al Canyeret
(Lleida)

Fig. dreta
Pavelló d'Irlanda
(Hannover)



Els murs de gabions tenen aquests avantatges:

- Són modulars.
- Presenten un bon drenatge. No cal preveure empentes addicionals per efecte de l'aigua.
- Tenen un impacte ambiental molt baix.
- Minimitzen els mitjans auxiliars. Necessiten poca excavació. No necessiten armadures, ni encofrat, ni formigó abocat. Es poden col·locar amb la ploma del mateix camió que els porta.
- Tenen un cost més econòmic que els murs de formigó.
- Altura recomanada: ≤ 5 m



La construcció escalonada, a igualtat de pes, millora el braç mecànic: $a > c$ i $b > c$

2.2.5. Mur de blocs

És un tipus de mur per gravetat semiindustrialitzat, de blocs de formigó. N'hi ha un gran repertori de solucions, amb diferents tipus de peces. Es pot atalussar i s'hi pot agafar la vegetació.



Font: Prefabricats Pastor, Santa Margarita.

TABLA PARA SELECCION DE LAS ALTURAS

Indicamos un gráfico para la determinación de las alturas máximas alcanzables teóricas con el Muro Ribazo, en función de dos parámetros variables.

- Naturaleza del relleno, definida por el ángulo de rozamiento interno "φ".
- Pendiente elegida del talud del muro, definida por el ángulo "α" formado con la vertical.

φ = ANGULO ROZAMIENTO INTERNO DEL RELLENO

ANGULO TALUD BUEZGO α (°) (pendiente desde la vertical)

ALTURA MÁXIMA DE MURO EN METROS

De forma orientativa apuntamos algunos ángulos "φ" para materiales de relleno más comunes.

Pedraplen	40°
Terraplen	30°
Gravas, Arenas y Tierra Vegetal	25°
Arcillas	20°

El muro de Ribazo dispone de un sistema de zunchado y arriostramiento al terreno, que en situaciones desfavorables puede ser utilizado para una mayor seguridad.

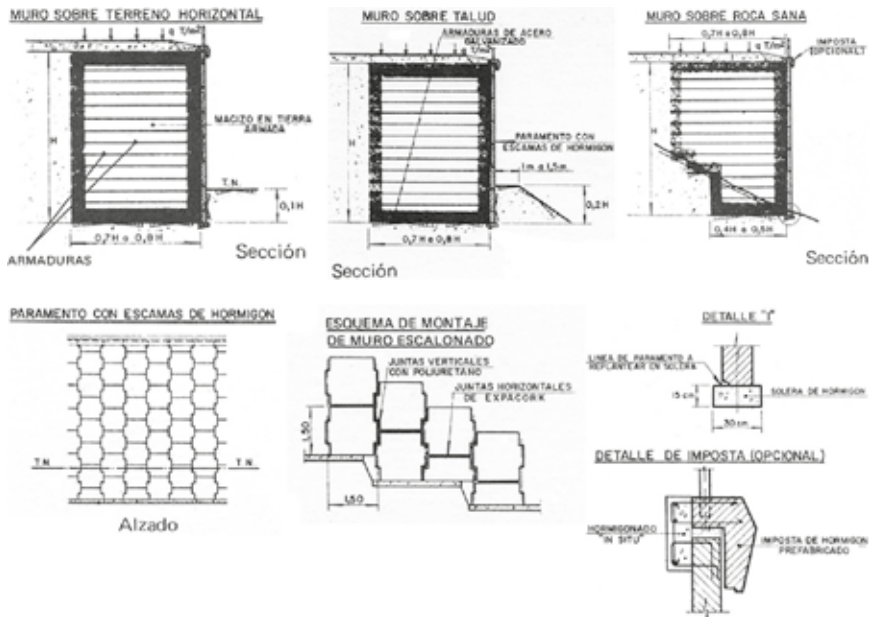
Características:

- Bloque de hormigón para ribazos y muros de contención
- Muro cerrado o abierto para plantaciones
- Posibilidad de situarlo sobre zapata de 20x40 cms. e inclinaciones de 60 a 90° y alturas hasta 2 m.
- Actúa de pantalla anti-ruídos.
- Variedad de colores: beige, negro, blanco, amarillo,

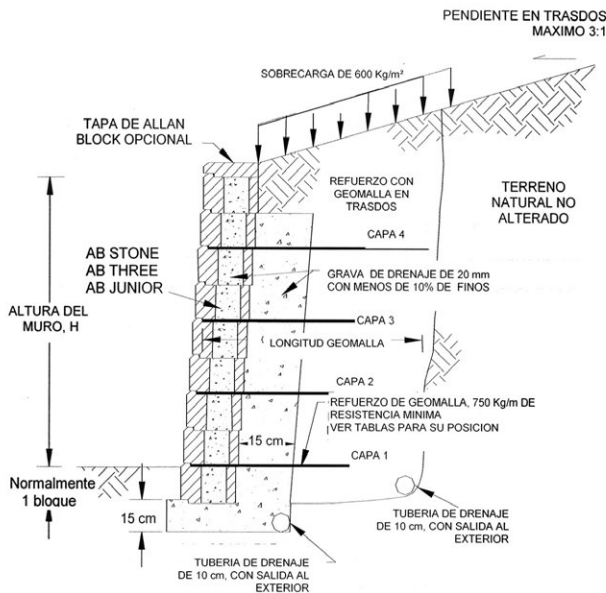


2.2.6. Mur de terra armada

És un tipus de mur per gravetat que s'utilitza en l'obra pública quan hi ha grans moviments de terres. És un sistema molt enginyós perquè permet aguantar les terres amb les mateixes terres que produeixen l'empenta. Actualment, està a disposició de l'edificació, sobretot en la urbanització, amb la finalitat de contenir replens.



A la figura següent, veiem un mur de terra armada per a l'edificació.



A la primera de les fotos següents, veiem un exemple de mur de terra armada per a l'edificació. A la segona, sobre el talús s'ha disposat una geomalla sintètica. A les fotos tercera i quarta, s'ha disposat una xarxa de sisal per tal d'estabilitzar el talús mentre s'espera que hi creixi la vegetació.



2.2.7. Exemple de càlcul d'un mur de gabions

1. Comprovació del lliscament

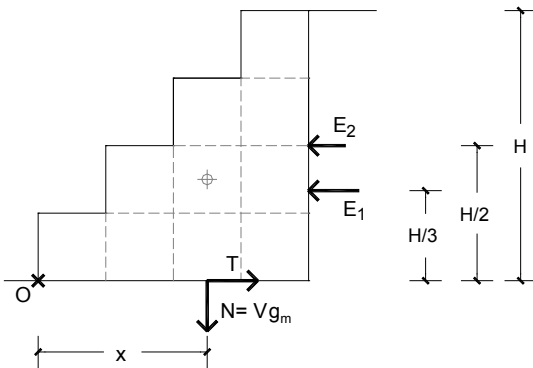
El criteri que adoptem per predimensionar és la comprovació del lliscament ja que, juntament amb la comprovació de la bolcada, normalment determina la geometria final del mur de contenció. Hem de calcular el pes mínim necessari perquè no es produeixi el lliscament. L'empenta que hem de considerar és l'empenta activa, ja que el mur no té el moviment coaccionat. El valor de l'empenta activa és:

$$E = E_1 + E_2 = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a} + s \cdot H \cdot K_a$$

A la fórmula, hi ha una part de l'empenta que depèn del terreny (E_1) i una part que depèn de la cohesió "c" i de la sobrecàrrega "s" que actua sobre el massís (E_2). Per tal d'equilibrar el component horitzontal de l'empenta, es compta només amb el fregament T a la base del mur. El coeficient de fre-



gament és: $\tan \phi$. La seguretat al lliscament de la base es pot determinar amb la fórmula:



$$T \gamma_R \leq N \tan \phi + c \cdot B$$

on:

N i T components normal i tangencial de la resultant de les empentes i del pes propi sobre el pla de la base del mur

ϕ angle de fregament intern del sòl

c cohesió del sòl; si el terreny és granular pur, tenim: $c = 0$

B amplada de la base del mur

γ_R coeficient de seguretat a lliscament. Adoptem: $\gamma_R = 1,5$

Per tant, cal que $\frac{\text{Fricció}}{\text{Empenta}} \geq 1,5$

Fem el càlcul per a una llesca d'1 m i suposem que el terreny és granular ($c = 0$).

El pes d'aquesta llesca és $V \cdot \gamma_m$, i el fregament que mobilitza val

$$N \cdot \tan \phi = V \cdot \gamma_m \cdot \tan \phi$$

V Volum del mur per a una llesca d'1 m

γ_m densitat del mur

La fricció mínima necessària val $1,5 \cdot E = V \cdot \gamma_m \cdot \tan \phi$

El pes mínim necessari perquè no es produeixi el lliscament serà:

$$V \cdot \gamma_m = \frac{1,5 \cdot E}{\tan \phi}$$

2. Comprovació de la bolcada

Per comprovar la bolcada, cal calcular el moment de bolcada (M_B) i el moment estabilitzador (M_E). A l'hora de calcular el moment de bolcada (M_B), s'ha de tenir en compte que la part de l'empenta deguda al terreny (E_1) actua a una altura $H/3$ respecte a la base, mentre que les parts degudes a la cohesió i a la sobrecàrrega actuant sobre el terreny (E_2) ho fan a una altura $H/2$:

$$M_B = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot \frac{H}{3} - (2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a}) \cdot \frac{H}{2} + (s \cdot H) \cdot \frac{H}{2}$$

Si x fos la distància entre el punt de bolcada O i la posició del pes del mur, el moment estabilitzador M_E valdria:

$$M_E = V \cdot \gamma_m \cdot x$$

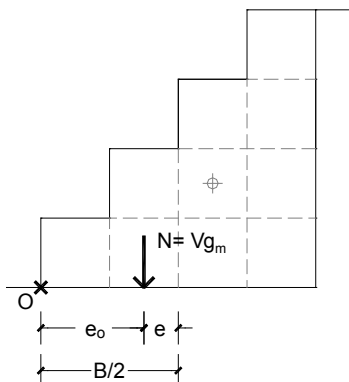
on $V \cdot \gamma_m$ és el pes d'una llesca d'1 m.

Per comprovar la bolcada, cal aplicar un coeficient de seguretat de valor:

$\gamma_E = 1,8$. Per tant, cal que $M_E / M_B \geq 1,8$.

3. Comprovació de la posició de la resultant

Per determinar la posició de la resultant entre l'empenta E i el pes propi N , cal calcular l'excentricitat e_o respecte al punt de bolcada O . Aquesta excentricitat e_o es calcula amb la fórmula:



$$e_o = \frac{M_E - M_B}{V \cdot \gamma_m}$$



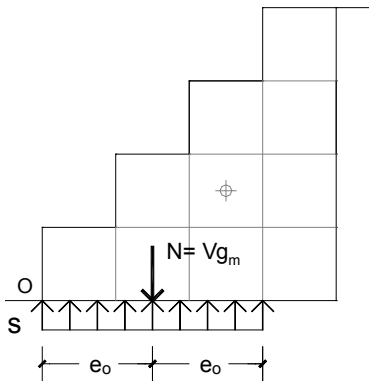
Com que es tracta d'un mur per gravetat, no hi poden haver flexions. Per tant, la resultant ha de passar pel terç central de la base. L'excentricitat e respecte al punt mitjà de la base serà:

$$\text{Si } e_0 \leq \frac{B}{2} \Rightarrow e = \frac{B}{2} - e_0 \leq \frac{B}{6}$$

$$\text{Si } e_0 > \frac{B}{2} \Rightarrow e = e_0 - \frac{B}{2} \leq \frac{B}{6}$$

4. Comprovació de la pressió de contacte

Cal comprovar que la tensió transmesa al sòl no superi el valor de càlcul de la resistència del sòl o la pressió admissible σ_a .



La pressió de contacte és:

$$\text{Si } e_0 \leq \frac{B}{2} \Rightarrow \sigma = \frac{V \cdot \gamma_m}{2 \cdot e_0 \cdot \ell} \leq \sigma_a$$

$$\text{Si } e_0 > \frac{B}{2} \Rightarrow \sigma = \frac{V \cdot \gamma_m}{2 \cdot (B - e_0) \cdot \ell} \leq \sigma_a$$

On ℓ és la longitud de la llesca que es comprova (normalment és: $\ell = 1$ m).

Exemple:

1. Dades
2. Càlcul de l'empenta
3. Predimensionament
4. Segon tempteig
5. Comprovació de la pressió de contacte
6. Amidament i pressupost

1. Dades

Angle de fregament intern del sòl, dels gabions i dels gabions amb el sòl: $\phi = 30^\circ$

Cohesió del sòl: $c = 0$

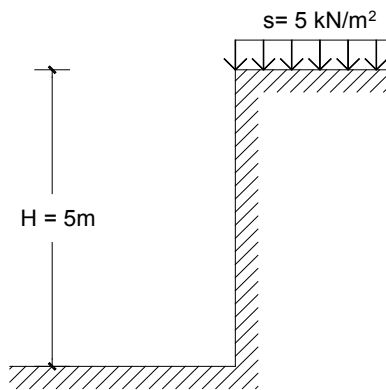
Densitat del sòl: $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$

Altura de la contenció: $H = 5 \text{ m}$

Densitat dels gabions: $\gamma_m = 19 \text{ kN/m}^3$

Sobrecàrrega: $s = 5 \text{ kN/m}^2$

Pressió admissible del sòl: $\sigma_a = 0,1 \text{ N/mm}^2$



2. Càlcul de l'empenta

Coeficient d'empenta activa: $\tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\Phi}{2}\right) = \tan^2(45 - 15) = 0,33$

Empentes unitàries: $e = \gamma \cdot H \cdot k_a + s \cdot k_a$

A la coronació del mur:

$$e_0 = 17 \text{ kN/m}^3 \cdot 0 \text{ m} \cdot 0,33 + 5 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,33 = 1,65 \text{ kN/m}^2$$

A la profunditat $H = 5 \text{ m}$:

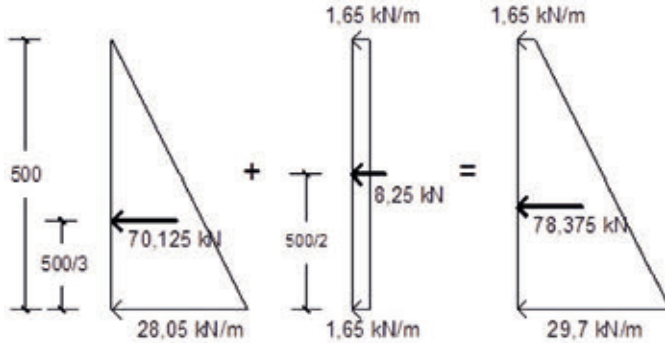
$$e_5 = 17 \text{ kN/m}^3 \cdot 5 \text{ m} \cdot 0,33 + 5 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,33 = 29,70 \text{ kN/m}^2$$

Empenta total:

$$E = E_1 + E_2 = 0,5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot k_a + s \cdot H \cdot k_a$$

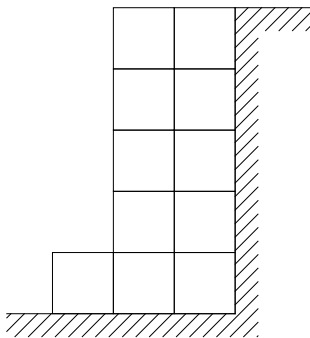
$$\begin{aligned} E &= 0,5 \cdot 17 \text{ kN/m}^3 \cdot 25 \text{ m}^2 \cdot 0,33 + 5 \text{ kN/m}^2 \cdot 5 \text{ m} \cdot 0,33 = \\ &= 70,125 + 8,25 = 78,375 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Diagrames d'empentes:



3. Predimensionament

- Comprovació del lliscament



Empenta total: $E = E_1 + E_2 = 78,375 \text{ kN}$

Pes mínim necessari:

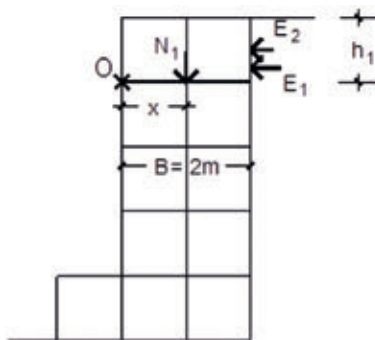
$$V \cdot \gamma_m = \frac{1,5 \cdot E}{\tan \phi} = \frac{1,5 \cdot 78,375}{\tan 30^\circ} = 203,62 \text{ kN}$$

Volum necessari:

$$V = 203,62 \text{ kN} / 19 \text{ kN/m}^3 = 10,72 \text{ m}^3$$

Per tant, necessitem 11 gabions d'1 × 1 m² (en secció).

- Primer tempteig: primera filada
- Comprovació del lliscament



L'empenta a una altura h_1 de la coronació és:

$$E = E_1 + E_2 = 0,5 \cdot \gamma \cdot h_1^2 \cdot k_a + s \cdot h_1 \cdot k_a$$

$$E = 0,5 \cdot 17 \text{ kN/m}^3 \cdot (1 \text{ m})^2 \cdot 0,33 + 5 \text{ kN/m}^2 \cdot 1 \text{ m} \cdot 0,33$$

$$E = 2,805 + 1,65 = 4,455 \text{ kN/m}$$

Per a una llesca d'1 m, obtenim: $E = 4,455 \text{ kN}$

El volum és $V = 2 \text{ m}^3$ i el pes és $N_1 = 2 \text{ m}^3 \cdot 19 \text{ kN/m}^3 = 38 \text{ kN}$

El fregament val $N_1 \tan 30^\circ = 38 \text{ kN} \cdot 0,577 = 21,94 \text{ kN}$

La relació fregament / empenta val $\gamma_R = \frac{21,94}{4,455} = 4,92 > 1,5 \Rightarrow$ té prou seguretat al lliscament.

- Comprovació de la bolcada

Moment de bolcada:

$$M_B = E_1 \cdot \frac{h_1}{3} + E_2 \cdot \frac{h_1}{2} = 2,805 \cdot \frac{1}{3} + 1,65 \cdot \frac{1}{2} = 1,76 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Distància del punt de bolcada O al punt d'aplicació del pes:

$$x = B/2 = 2 \text{ m} / 2 = 1 \text{ m}$$

Moment estabilitzador: $M_E = N_1 \cdot x = 38 \text{ kN} \cdot 1 \text{ m} = 38 \text{ kNm}$

La relació M_E / M_B és: $M_E / M_B = 38 \text{ kNm} / 1,76 \text{ kNm} = 21,6 > 1,8 \Rightarrow$ té prou seguretat a la bolcada.

Excentricitat del punt de pas de la resultant,

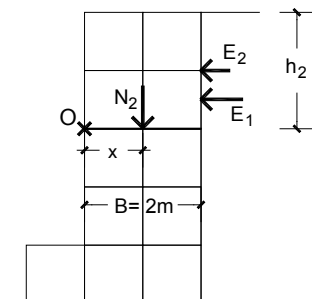
$$e_0 = \frac{M_E - M_B}{V \cdot \gamma_m} = \frac{38 - 1,76}{38} = 0,95 \text{ m}$$

Excentricitat e respecte al punt mitjà:

$$e = B/2 - e_0 = 2 \text{ m} / 2 - 0,95 \text{ m} = 0,05 \text{ m}$$

Com que $B/6 = 2 \text{ m} / 6 = 0,33 \text{ m}$, resulta: $e = 0,05 \text{ m} \leq 0,33 \text{ m} \Rightarrow$ la resultant passa pel terç central (no apareixen traccions).

- Primer templeig: segona filada
- Comprovació del lliscament



L'empenta a una altura h_2 de la coronació és:

$$E = E_1 + E_2 = 0,5 \cdot \gamma \cdot h_2^2 \cdot k_a + s \cdot h_2 \cdot k_a$$

$$E = 0,5 \cdot 17 \text{ kN/m}^3 \cdot (2 \text{ m})^2 \cdot 0,33 + 5 \text{ kN/m}^2 \cdot 2 \text{ m} \cdot 0,33$$

$$E = 11,22 + 3,3 = 14,52 \text{ kN/m}$$



Per a una llesca d'1 m, obtenim: $E = 14,52 \text{ kN}$

El volum és $V = 4 \text{ m}^3$ i el pes és $N_2 = 4 \text{ m}^3 \cdot 19 \text{ kN/m}^3 = 76 \text{ kN}$

El fregament val $N_2 \cdot \tan 30^\circ = 76 \text{ kN} \cdot 0,577 = 43,85 \text{ kN}$

La relació fregament / empenya val $\gamma_R = \frac{43,85}{14,52} = 3,02 > 1,5 \Rightarrow$ té prou seguretat al lliscament.

- Comprovació de la bolcada

Moment de bolcada:

$$M_B = E_1 \cdot \frac{h_2}{3} + E_2 \cdot \frac{h_2}{2} = 11,22 \cdot \frac{2}{3} + 3,3 \cdot \frac{2}{2} = 10,78 \text{ kNm}$$

Distància del punt de bolcada O al punt d'aplicació del pes:

$$x = B/2 = 2 \text{ m}/2 = 1 \text{ m}$$

Moment estabilitzador: $M_E = N_2 \cdot x = 76 \text{ kN} \cdot 1 \text{ m} = 76 \text{ kNm}$

La relació M_E / M_B és: $M_E / M_B = 76 \text{ kNm}/10,78 \text{ kNm} = 7,05 > 1,8 \Rightarrow$ té prou seguretat a la bolcada.

Excentricitat del punt de pas de la resultant, e_0 :

$$e_0 = \frac{M_E - M_B}{V \cdot \gamma_m} = \frac{76 - 10,78}{76} = 0,86 \text{ m}$$

Excentricitat e respecte al punt mitjà:

$$e = B/2 - e_0 = 2 \text{ m}/2 - 0,86 \text{ m} = 0,14 \text{ m}$$

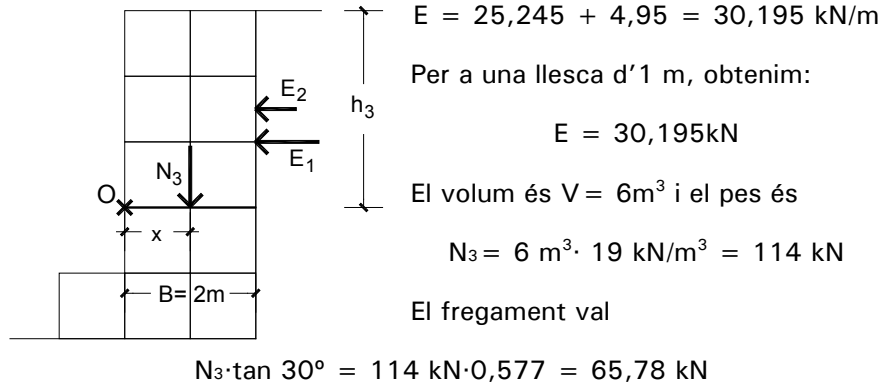
Com que $B/6 = 2 \text{ m}/6 = 0,33 \text{ m}$, resulta: $e = 0,14 \text{ m} \leq 0,33 \text{ m} \Rightarrow$ la resultant passa pel terç central (no apareixen traccions).

- Primer tempteig: tercera filada
- Comprovació del lliscament

L'empenya a una altura h_3 de la coronació és:

$$E = E_1 + E_2 = 0,5 \cdot \gamma \cdot h_3^2 \cdot k_a + s \cdot h_3 \cdot k_a$$

$$E = 0,5 \cdot 17 \text{ kN/m}^3 \cdot (3 \text{ m})^2 \cdot 0,33 + 5 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} \cdot 0,33$$



La relació fregament / empenta val $\gamma_R = \frac{65,78}{30,195} = 2,18 > 1,5 \Rightarrow$ té prou seguretat al lliscament

- Comprovació de la bolcada

Moment de bolcada:

$$M_B = E_1 \cdot \frac{h_3}{3} + E_2 \cdot \frac{h_3}{2} = 25,245 \cdot \frac{3}{3} + 9,95 \cdot \frac{3}{2} = 32,67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Distància del punt de bolcada O al punt d'aplicació del pes:

$$x = B/2 = 2 \text{ m}/2 = 1 \text{ m}$$

Moment estabilitzador: $M_E = N_3 \cdot x = 114 \text{ kN} \cdot 1 \text{ m} = 114 \text{ kNm}$

La relació M_E/M_B és $M_E / M_B = 114 \text{ kNm}/32,67 \text{ kNm} = 3,49 > 1,8 \Rightarrow$ té prou seguretat a la bolcada.

Excentricitat del punt de pas de la resultant, e_o :

$$e_o = \frac{M_E - M_B}{V \cdot \gamma_m} = \frac{114 - 32,67}{114} = 0,71 \text{ m}$$

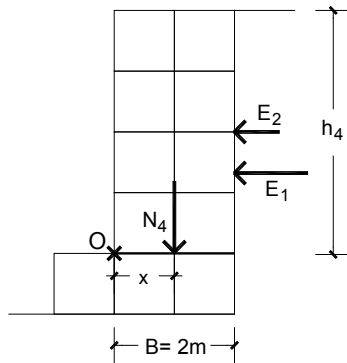
Excentricitat e respecte al punt mitjà:

$$e = B/2 - e_o = 2 \text{ m}/2 - 0,71 \text{ m} = 0,29 \text{ m}$$

Com que $B/6 = 2 \text{ m}/6 = 0,33 \text{ m}$, resulta: $e = 0,29 \text{ m} \leq 0,33 \text{ m} \Rightarrow$ la resultant passa pel terç central (no apareixen traccions). Observem que la seguretat al lliscament ha anat disminuint i que l'excentricitat ha anat augmentant.



- Primer tempteig: quarta filada
- Comprovació del lliscament



L'empenta a una altura h_4 de la coronació és:

$$E = E_1 + E_2 = 0,5 \cdot \gamma \cdot h_4^2 \cdot k_a + s \cdot h_4 \cdot k_a$$

$$E = 0,5 \cdot 17 \text{ KN/m}^3 \cdot (4\text{m})^2 \cdot 0,33 + 5 \text{ KN/m}^2 \cdot 4\text{m} \cdot 0,33$$

$$E = 44,88 + 6,60 = 51,48 \text{ kN/m}$$

Per a una llesca d'1 m obtenim:

$$E = 51,48 \text{ kN}$$

$$\text{El volum és } V = 8 \text{ m}^3 \text{ i el pes és } N_4 = 8 \text{ m}^3 \cdot 19 \text{ kN/m}^3 = 152 \text{ kN}$$

$$\text{El fregament val } N_4 \cdot \tan 30^\circ = 152 \text{ kN} \cdot 0,577 = 87,7 \text{ kN}$$

La relació fregament / empenta val $\gamma_R = \frac{87,7}{51,48} = 1,70 > 1,5 \Rightarrow$ té prou seguretat al lliscament.

- Comprovació de la bolcada

Moment de bolcada:

$$M_B = E_1 \cdot \frac{h_4}{3} + E_2 \cdot \frac{h_4}{2} = 44,88 \cdot \frac{4}{3} + 6,60 \cdot \frac{4}{2} = 73,04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Distància del punt de bolcada O al punt d'aplicació del pes:

$$x = B/2 = 2 \text{ m}/2 = 1 \text{ m}$$

$$\text{Moment estabilitzador: } M_E = N_4 \cdot x = 152 \text{ kN} \cdot 1 \text{ m} = 152 \text{ kNm}$$

La relació M_E/M_B és $M_E / M_B = 152 \text{ kNm}/73,04 \text{ kNm} = 3,49 > 1,8 \Rightarrow$ té prou seguretat a la bolcada.

Excentricitat del punt de pas de la resultant, e_o :

$$e_o = \frac{M_E - M_B}{V \cdot \gamma_m} = \frac{152 - 73,04}{152} = 0,52 \text{ m}$$

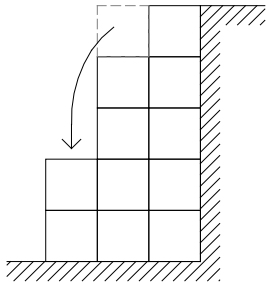
Excentricitat e respecte al punt mitjà:

$$e = B/2 - e_0 = 2\text{ m} / 2 - 0,52\text{ m} = 0,48\text{ m}$$

Com que $B / 6 = 2\text{ m} / 6 = 0,33\text{ m}$, resulta: $e = 0,48\text{ m} > 0,33\text{ m} \Rightarrow$ la resultant **NO** passa pel terç central i, per tant, cal modificar-ne el predimensionament.

- Modificació del predimensionament

Per mantenir la quantitat de gabions, com que la primera filada va molt sobrada i a la quarta li falta pes i amplada, perquè la resultant quedi més centrada traslladem un gabió de la primera filada a la quarta.



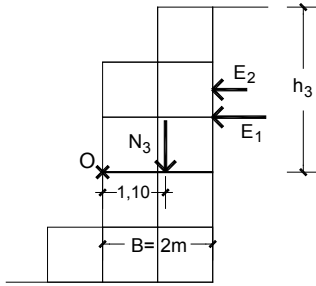
4. Segon tempteig

Repetim el càlcul amb la nova geometria a cada una de les filades i n'obtenim aquests resultats:

Filada	Volum (m ³)	Pes (kN)	E (kN)	F (kN)	F / E	MB (kNm)	ME (kNm)	ME/ MB	e ₀ (m)	e (m)	B/6 (m)
1	1	19	4,46	10,97	2,46	1,76	9,5	5,4	0,41	0,09	0,17
2	3	57	14,52	32,91	2,27	10,78	66,5	6,17	0,98	0,02	0,33
3	5	95	30,2	54,85	1,82	32,67	104,5	3,2	0,76	0,24	0,33
4	8	152	51,48	87,76	1,70	73,04	285	3,9	1,39	0,11	0,50
5	11	209	78,38	121,0	1,54	137,5	370,5	2,69	1,11	0,39	0,50

Cal tenir en compte que, en modificar la geometria del mur, el pes de les filades que es trobin per sobre de la base considerada no ha de coincidir necessàriament amb el centre de la base.

En general, si no hi ha simetria de forma, s'ha de calcular també la posició del pes respecte al punt de gir O.



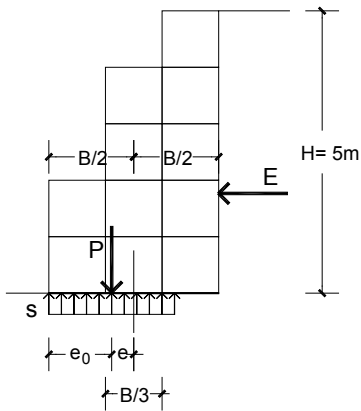
A la tercera filada, per exemple, el punt d'aplicació del pes de les cinc filades superiors es troba a 1,10 m del punt de gir O, ja que:

$$x = \frac{0,5 \text{ m} \cdot 2 \cdot 19 \text{ kN} + 1,5 \text{ m} \cdot 3 \cdot 19 \text{ kN}}{2 \cdot 19 + 3 \cdot 19} = 1,10 \text{ m}$$

El moment estabilitzador a la tercera filada serà:

$$M_E = \text{Pes} \cdot 1,1 \text{ m} = 95 \text{ kN} \cdot 1,1 \text{ m} = 104,5 \text{ kNm}$$

5. Comprovació de la pressió de contacte



En el nostre cas:

$$e_0 = 1,11 \text{ m} \leq \frac{B}{2} = \frac{3}{2} = 1,5 \text{ m}$$

Per tant:

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{V \cdot \gamma_m}{2 \cdot e_0 \cdot l} \leq \sigma_a \Rightarrow \sigma = \frac{\text{Pes}}{2 \cdot e_0 \cdot l} = \frac{209.000 \text{ N}}{2 \cdot 1.100 \text{ mm} \cdot 1.000 \text{ mm}} = \\ &= 0,094 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \end{aligned}$$

(la llesca de mur que es comprova és de $l = 1 \text{ m} = 1.000 \text{ mm}$).

Com que no se supera la pressió admissible del terreny, el resultat és correcte.

6. Amidament i pressupost

m² de preparació base: $3 \times 1 = 3 \text{ m}^2$

m³ de gabions (cada gabió fa 1 m × 1 m × 3 m) = 11 m³

Els preus de les partides es poden consultar en una base de dades de preus, com ara la de l'ITEC: <http://www.itec.cat>

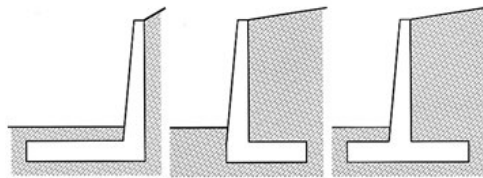


Exemple de mur de gabions. Quadre de preus						
E2241100	m ²	Repàs de sols i parets de rases, pous i recalçats fins a 1,5 m de fondària				1,87 €
	U.A.	Definició	Preu	Quantitat		€
A0140000	h	Manobre	18,39000	0,1000		1,83900
A%AUX001	%	Despeses auxiliars sobre la mà d'obra	1,83900	0,0150		0,02759
G3J1211A	m ³	Estructura de gabions, amb peces d'3x1x1 m de tela metàl·lica de filferro d'hacer galvanitzat de diàmetre 2 mm, i 5x7 cm. De pas de malla, reblert amb pedra granítica d'aportació col·locada amb mitjans mecànics				97,98 € (J,MA*)
	U.A.	Definició	Preu	Quantitat		€
A0121000	h	Oficial 1 ^a	21,990	0,6000		13,19400
A0132000	h	Ajudant paleta	19,530	0,6000		11,71800
B0342500	m ³	Piedra granítica de més de 150 mm, per a reblert de gabions	17,270	1,1000		18,99700
B0A12000	kg	Filferro hacer galvanitzat	1,760	0,7000		1,23200
B0D81580	m ²	Plafó metàl·lic de 50x200 cm per a 50 usos	1,100	2,0000		2,20000
B0DZP500	u	Part proporcional d'elements auxiliars per a plafons metàl·lics, de 50x200 cm	0,400	2,0000		0,80000
B35A3125	u	Gabió 1x3x1 m de tela metàl·lica de filferro d'hacer galvanitzat de diàmetre 2 mm, i 5x7 cm de pas de malla	38,210	0,3465		13,23976
C1315020	h	Retroexcavadora mitjana	60,380	0,6000		36,22800
A%AUX001	%	Despeses auxiliars sobre la mà d'obra	24,912	0,0150		0,37368
m ² de preparació base (E2241100): $3 \times 1,87 =$						5,61 €
m ³ de gabions d'1 × 1 × 3 m (G3J1211A): $11 \times 97,98 =$						1.077,78 €
TOTAL						1.083,39 €/ml



2.3. Murs a flexió

Són els que s'autosuporten treballant a flexió. Són els murs de formigó armat (abocat a l'obra o prefabricat) que treballen en mènsula. Tenen punta o taló, o ambdues coses alhora (murs mixtos, que són els que s'esmenten a la normativa NTE-CCM), i poden tenir contraforts.

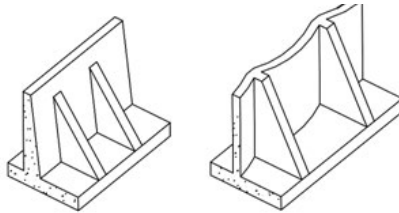


amb punta

amb taló

mixt

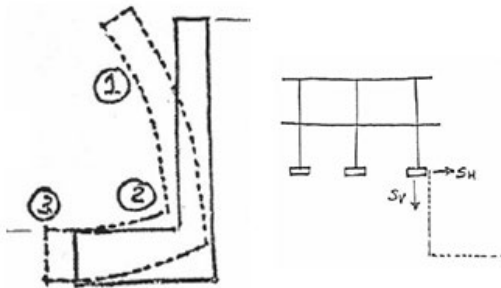
En mènsula



Amb contraforts

Hi ha tres tipus de deformacions en un mur de contenció a flexió:

- Deguda a la fletxa del fust.
- Deguda al semiencastrament entre el fust i el fonament.
- Deguda a l'empenta.



Tipus constructiu	S _v mm	S _h mm
Murs de maó	50	12,5
Murs de bloc	20	5
Monumental de pedra	25	6,25
Estructura de barres	50	12,5

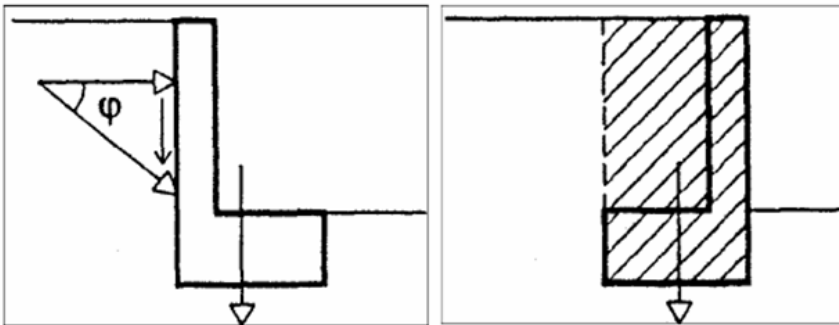
Per tant, els murs a flexió són deformables i necessiten un fonament per absorbir la flexió a la base del fust. Aquestes deformacions els fan poc adequats per treballar entre mitgeres.

Al quadre, hi ha els assentaments verticals i horitzontals (S_v i S_H) màxims que es poden provocar en les edificacions adjacents. Per això, no es recomana comptar amb l'empenta passiva, perquè per mobilitzar-la es requereixen valors superiors als dels desplaçaments màxims admissibles.

2.3.1. Mur amb punta o taló

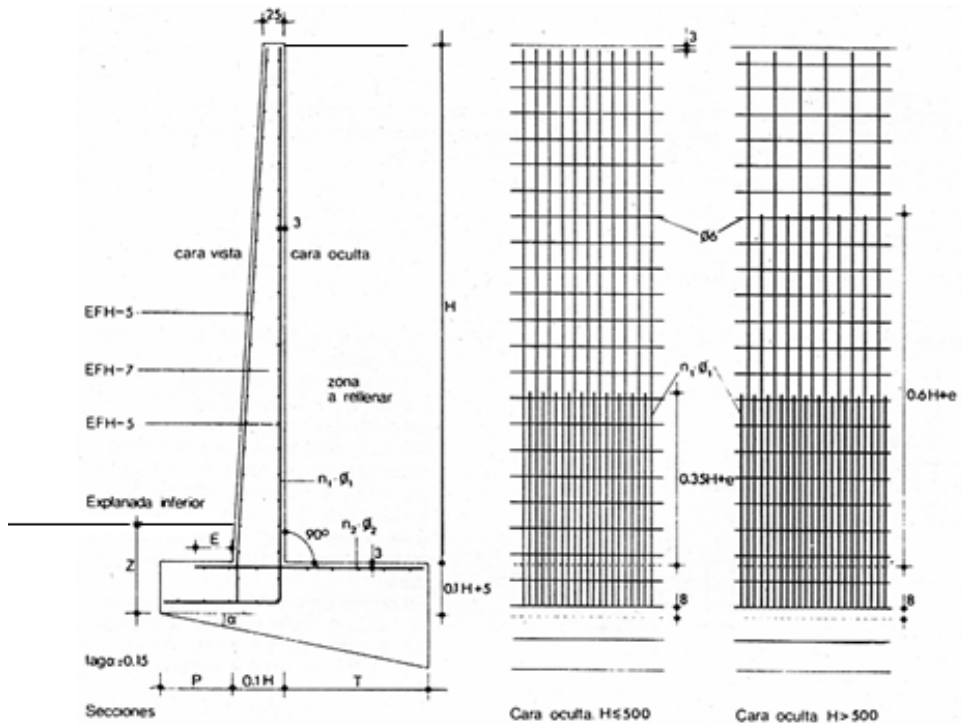
El mur amb punta és idoni si el sòl té prou cohesió per aguantar-se provisionalment i si s'ha de construir a tocar d'un límit de finca. Això el fa apte en mitgeres i quan es necessita excentricitat de la càrrega vertical respecte al punt de bolcada. Requereix una sabata grossa perquè s'equilibra amb el pes propi, sense comptar amb el pes de les terres.

El mur amb taló necessita una excavació prèvia i no és apte en mitgeres. Necessita també un encofrat a dues cares i el reblert posterior. El pes de les terres ajuda a centrar la càrrega en permetre modificar l'excentricitat; per tant, les terres contribueixen a l'estabilitat.



2.3.2. Mur mixt

El mur mixt té punta i taló que permeten centrar la càrrega. Funciona millor que els murs amb punta o taló quan el mur rep càrregues al coronament, ja que la sabata es pot centrar amb el fust. Necessita un encofrat complet (a dues cares).

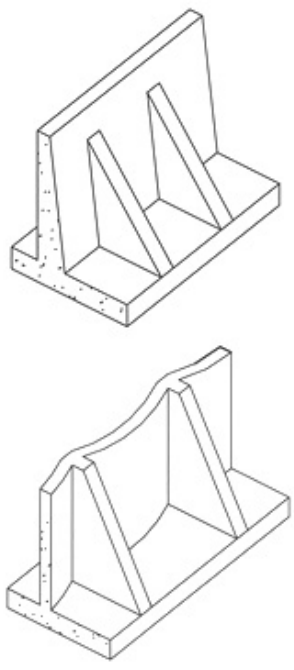


2.3.3. Mur amb contraforts

Quan l'alçada de les terres que s'han de contenir és significativa (superior a 5 o 6 m), un dels problemes principals del mur són els esforços importants que provoca l'empenta de les terres, que requereixen un gruix del mur també important. Una manera d'optimitzar el disseny que permet disminuir l'amplada del mur consisteix a disposar-hi contraforts, els quals contribuiran a absorbir els esforços.

Així, es pot considerar que el mur treballa com una llosa nervada i permet una disminució del volum total de formigó.

Amb aquest tipus de murs, aconseguim disminuir la fletxa, ja que el mur amb contraforts treballa a flexió horitzontal entre els contraforts, mentre que el mur a flexió treballa en voladís.

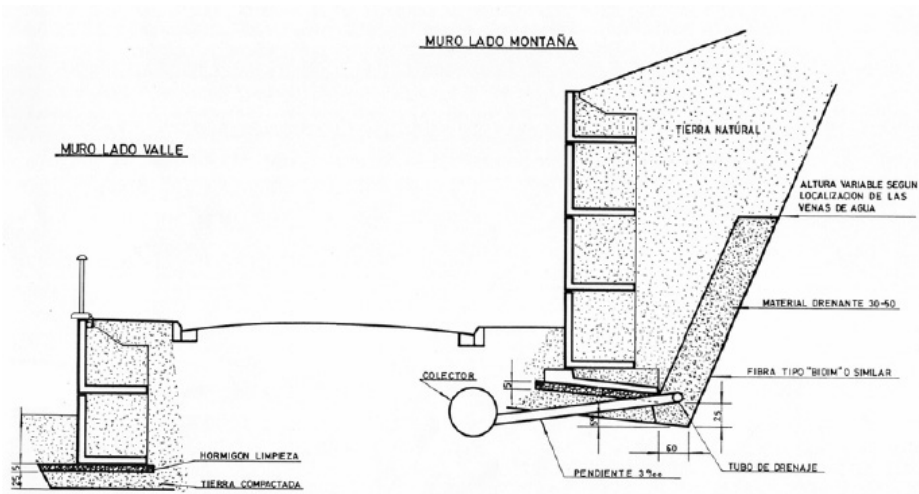
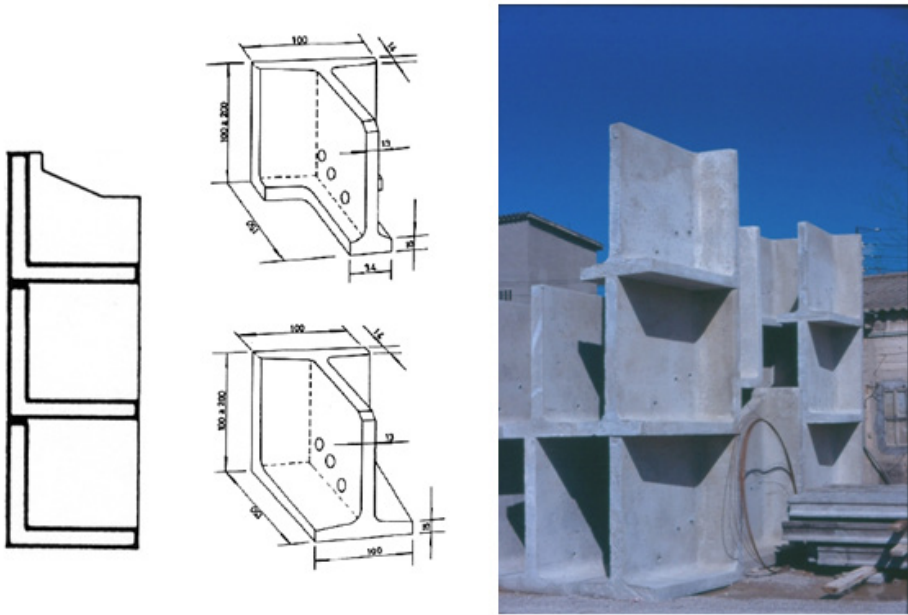




2.3.4. Murs prefabricats

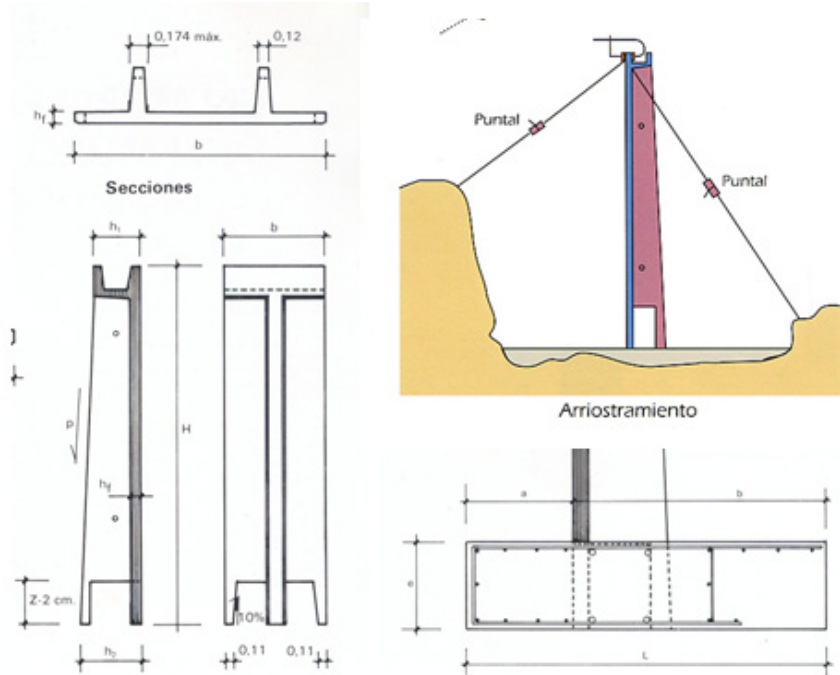
Murs prefabricats marca Stable/Arumí

És una combinació de mur a flexió nervat amb taló. En superposar-los, n'obtenim un mur per gravetat. També es prefabrica el fonament; per tant, cal preparar-ne la base, cosa complicada si la topografia és irregular.



Murs prefabricats marca Ebal

En aquest sistema de murs prefabricats, només es prefabrica el mur, que és nervat, però no es prefabrica el fonament. Això en facilita l'adaptació a topografies irregulars. En abocar formigó a l'obra, podem mobilitzar tota la fricció.



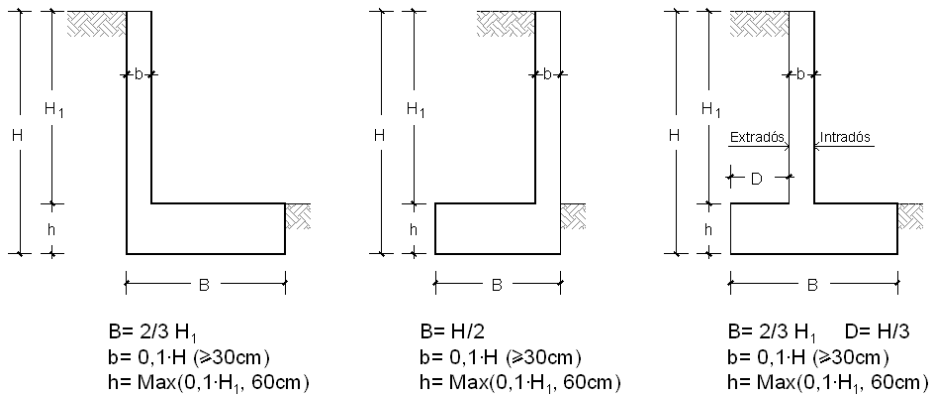


2.3.5. Predimensionament

Hi ha diferents mètodes de predimensionament:

- A ull, o amb exemples anteriors
- Amb la NTE/CCM
- Amb promptuaris i manuals
- Amb programes: Arktec, CYPE, Procuno
- Amb fórmules i receptes

Per als murs amb punta o taló i els murs mixtos (amb punta i taló), podem adoptar aquests criteris de predimensionament:



2.3.6. Comprovacions

Les comprovacions que cal fer en els murs de contenció són aquestes:

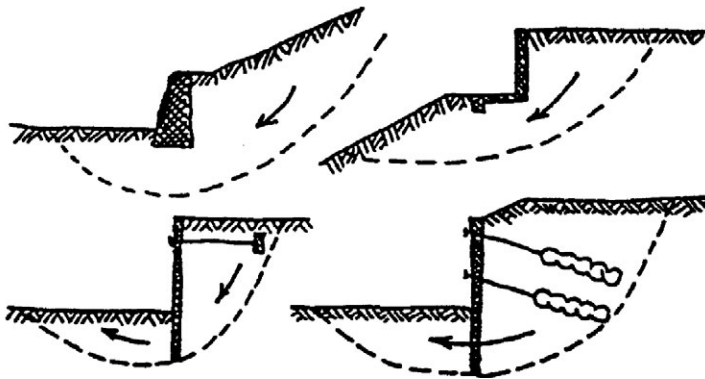
1. Estabilitat del conjunt (del talús)
2. Bolcada
3. Lliscament
4. Enfonsament (pressió admissible)
5. Assentament (com a fonament superficial)
6. Deformació (com a estructura)

Les comprovacions es fan per a una llesca d'1 m lineal de mur.

1. Estabilitat del conjunt

L'execució d'una excavació provoca la formació d'un talús que ha de ser estable per si mateix i, a més, que ha de ser estable davant d'altres accions (cimentacions confrontants, càrregues accidentals degudes a la pròpia obra, a l'acció de vehicles pesats, etc.). La falta d'estabilitat pot comportar la ruptura del talús.

El conjunt d'una estructura i la seva fonamentació, o bé una estructura de contenció, poden fallar per un mecanisme de ruptura encara més profund que en provocaria el col·lapse. En general, les superfícies de ruptura es formen seguint superfícies corbades, que depenen del tipus de terreny.



L'estabilitat global d'una obra es perd quan la tensió de tall necessària per mantenir-la és superior a la resistència de tall del terreny al llarg de la superfície de fractura. Aquesta superfície divideix el terreny en dues parts: la part compresa entre la superfície externa i la superfície de ruptura llisca sobre la resta. Aquest lliscament, que comporta la ruptura del talús i que es pot produir bruscament, és un accident greu que implica l'enrunament de la part d'obra que s'hagi mogut.

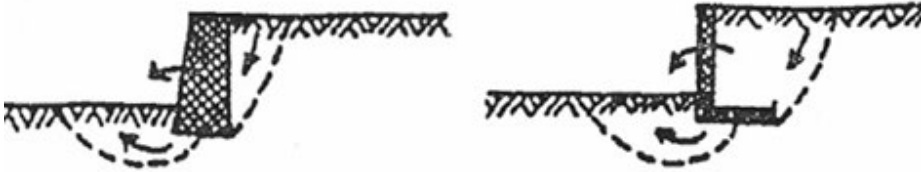




En l'edificació, els sistemes de contenció són efectius per aturar les empenyes de les terres, però no ho són per impedir la ruptura del talús

2. Bolcada

La comprovació de la bolcada consisteix a garantir que no es pot produir el gir de l'estructura de contenció respecte a l'aresta exterior del seu fonament. Això implica la condició d'equilibri de moments respecte d'aquest punt ja que, si es produís la bolcada, es faria sobre aquest punt de gir.



Per comprovar la bolcada, establim: $\Sigma M_o = 0 \Rightarrow .W \cdot x = E \cdot y$

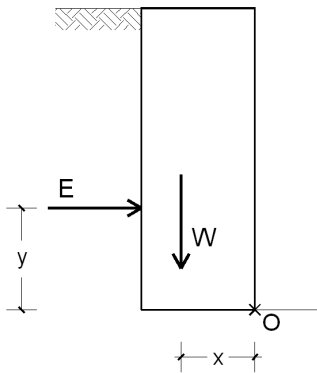
Si la resultant de totes les forces verticals és W i l'empenta és E , el moment de bolcada és:

$$M_B = E \cdot y$$

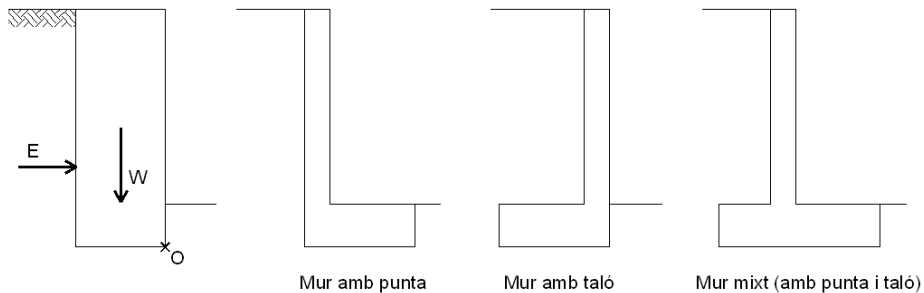
El moment estabilitzador és: $M_E = W \cdot x$

Per comprovar la bolcada, cal aplicar un coeficient de seguretat de valor: $\gamma_E = 1,8$

$$M_E / M_B \geq 1,8 \Rightarrow \gamma_E = \frac{W \cdot x}{E \cdot y} \geq 1,8$$



Segons el tipus de mur, les forces verticals que poden participar en l'equilibri a la bolcada són:



- Mur per gravetat sense sabata: el pes propi del mur
- Mur amb punta: els pesos propis del mur i de la punta
- Mur amb taló: els pesos propis del mur, del taló i de les terres que graviten sobre el taló
- Mur mixt: els pesos propis del mur, de la punta, del taló i de les terres que graviten sobre el taló

Si la seguretat és inferior a 1,8 per poc, es pot considerar la component vertical de l'empenta activa, cosa que en millorarà el moment estabilitzador (CTE DB SE-C).

Si la seguretat és molt superior a 1,9 i les altres comprovacions han resultat satisfactòries, *cal modificar el predimensionament*.

3. Lliscament

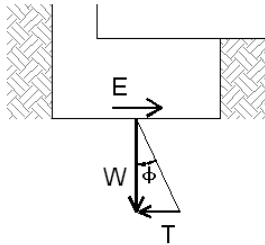
La força que pot produir el lliscament és la component horitzontal de l'empenta, i la força que s'oposa al lliscament és el fregament entre el fonament i el terreny.

La comprovació del lliscament consisteix a garantir que la component horitzontal de l'empenta del terreny no supera la força de fregament entre el fonament i el terreny. La força de fregament és proporcional a les forces verticals que hi actuen.





La comprovació del lliscament consisteix a verificar la condició d'equilibri de les forces horitzontals que actuen sobre el mur:



$$\Sigma F_H = 0 \Rightarrow E = W \cdot \tan \phi$$

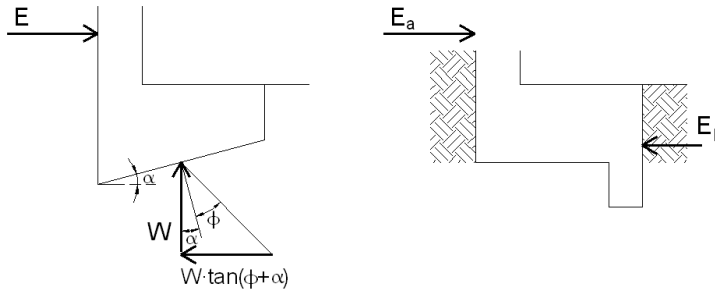
on: W: resultant de les forces verticals

E: empenta

La força de fregament que s'oposa al lliscament depèn de l'angle ϕ i és proporcional a la resultant de les forces verticals.

Per comprovar el lliscament, cal aplicar un coeficient de seguretat de valor: $\gamma_L = 1,5$

Per tant, cal que $\gamma_L = \frac{W \cdot \tan \Phi}{E} \geq 1,5$



Per millorar l'equilibri al lliscament, es pot:

- Augmentar el pes incrementant-ne les dimensions (cantell de la sabata, amplada de la sabata, gruix del mur).
- Abocar el formigó contra les terres. Així es pot comptar amb tot l'angle de fricció. Si la sabata és prefabricada i la seva cara inferior és rugosa (és a dir, no encofrada), només es pot comptar amb $\frac{2}{3} \phi$ i, si la cara inferior és llisa (encofrada), només es pot comptar amb $\frac{1}{3} \phi$.

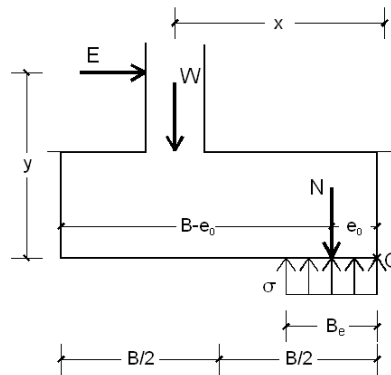
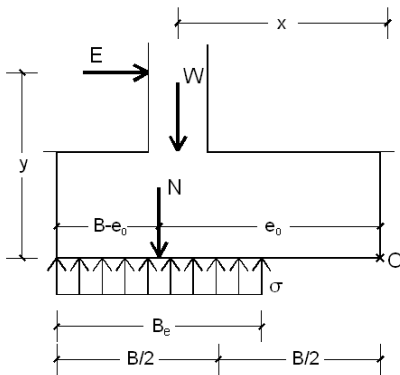
(Nota: Al DB-SE-C, en comptes de ϕ , $\frac{2}{3} \phi$ i $\frac{1}{3} \phi$, es considera $\frac{2}{3} \phi$, $\frac{1}{3} \phi$ i 0, respectivament, cosa que fa inviable aquest tipus de mur; aleshores, cal considerar alguna altra millora del comportament, com ara travar el mur, etc.)

- Inclinar el fons de l'excavació un angle α (normalment, entre 5° i 15°), sense afegir-hi terres.
- Fer un taló.
- Travar el mur (arriostrant el mur amb una solera o amb riostres unides a l'edifici).
- Considerar el component vertical de l'empenta (que caldria sumar a la W resultant).
- Fer una unglà (això requereix mobilitzar l'empenta passiva).

4. Enfonsament

La comprovació de l'enfonsament consisteix a garantir que no se supera la tensió admissible del terreny. Càlcul de l'excentricitat e_0 respecte del punt de volcada O:

$$e_0 = \frac{W \cdot x - E \cdot y}{W}$$



$$\text{- Si } e_0 > \frac{B}{2} \Rightarrow \sigma = \frac{W}{2 \cdot (B - e_0) \cdot \ell} \leq \sigma_a$$

$$\text{- Si } e_0 < \frac{B}{2} \Rightarrow \sigma = \frac{W}{2 \cdot e_0 \cdot \ell} \leq \sigma_a$$



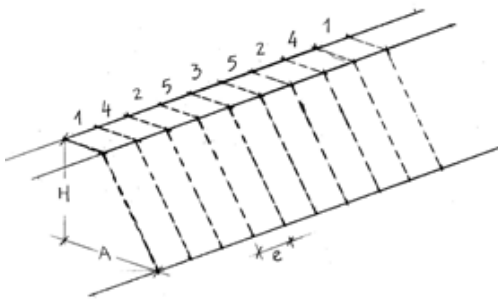
on σ_a és la tensió admissible del terreny i l és la longitud del tram que es comprova, normalment d'1 m. La força N és la resultant vertical de les forces E i W respecte al punt O .

2.3.7. Posada a l'obra

1. Excavació

L'execució de l'excavació és un aspecte que s'ha de considerar amb atenció, ateses les seves implicacions en la seguretat de l'obra.

Per tal d'evitar l'ensorrament general de les terres que s'han de contenir, l'excavació es realitza per trams o pous de recalçar ("bataches") de $e = 1,5$ m a 2 m d'amplada, en sèries de $k = 3$, tenint en compte que no s'ha d'excavar cap tram al costat d'un mur formigonat abans de 3 dies (temps calorós) o de 5 dies (temps fred).



Primer, s'excaven els trams indicats amb el núm. 1 i es construeixen els seus trams de mur.

A continuació, s'excaven els trams indicats amb el núm. 2 i es construeixen els seus trams de mur.

Finalment, s'excaven els trams indicats amb el núm. 3 i es construeixen els seus trams de mur.

Opció conservadora: no excavar cap tram al costat de l'immediatament anterior. És especialment indicada per a recalçats, murs de mitgera i veïns sensibles.

2. Encofrat a una cara. Exemples



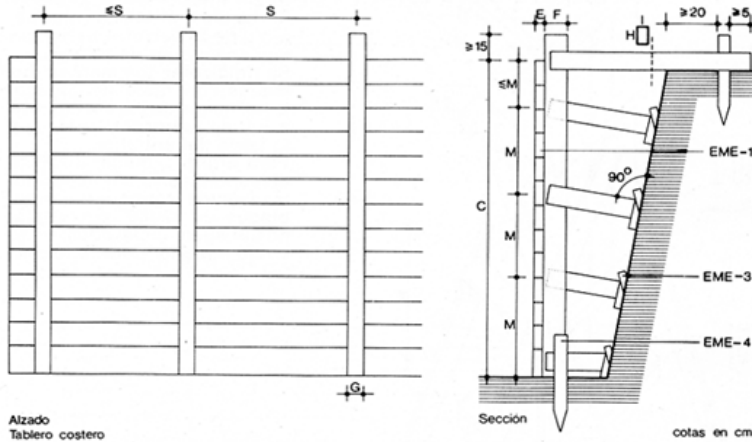
3. Encofrat a dues cares. Exemples





Encofrat de la cara de les terres si no ens recolzem sobre les terres.

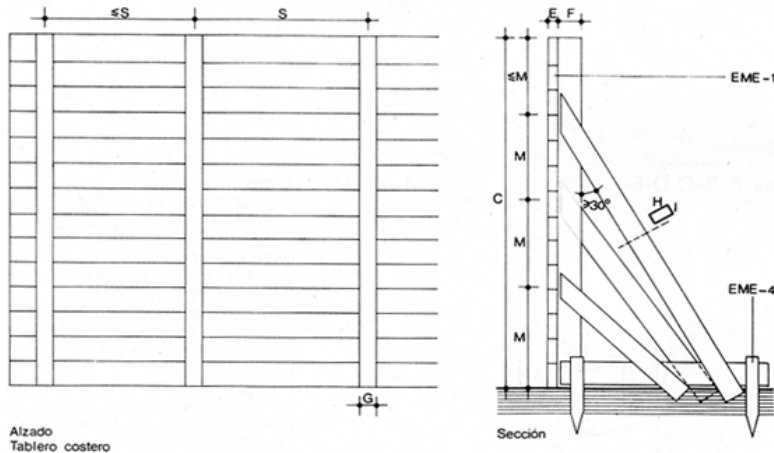
Encofrado de costero bajo terreno



Encofrado de costero bajo terreno

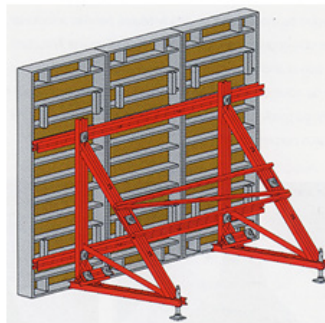
Controles a realizar	Número de controles	Condición de no aceptación automática
Planeidad y aplomado	Uno cada 50 m ²	Defectos de planeidad superiores a 5 mm/m Defectos de aplomado superiores a 5 mm/m no acumulativos
Escuadrías, separaciones y posición	Uno cada 50 m ²	Las escuadrías, separaciones y/o posición son inferiores, superiores y/o distinta respectivamente a las especificadas en la Documentación Técnica
Tiempo de desencofrado	Uno cada 50 m ²	Se ha desencofrado sin la aprobación de la Dirección Técnica

Encofrado de costero sobre terreno

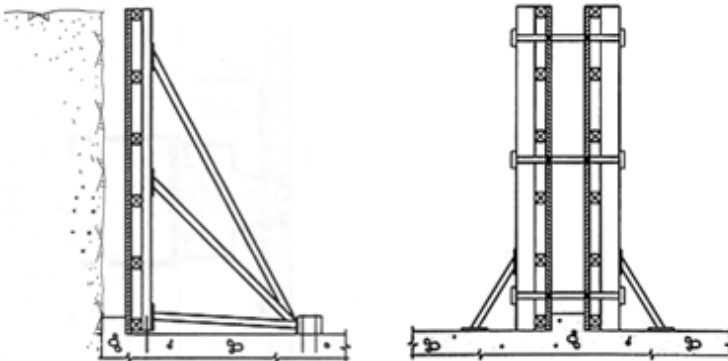


Encofrado de costero sobre terreno

Controles a realizar	Número de controles	Condición de no aceptación automática
Planeidad y aplomado	Uno cada 50 m ²	Defectos de planeidad superiores a 5 mm/m Defectos de aplomado superiores a 5 mm/m no acumulativos
Escuadrías, separaciones y posición	Uno cada 50 m ²	Las escuadrías, separaciones y/o posición son inferiores, superiores y/o distinta respectivamente a las especificadas en la Documentación Técnica
Tiempo de desencofrado	Uno cada 50 m ²	Se ha desencofrado sin la aprobación de la Dirección Técnica



L'encofrat a una cara requereix apuntalament per resistir l'empenta del formigó fresc. En aquest cas, uns escaires recullen l'empenta repartida sobre les bigues primàries horitzontals.





L'encofrat del mur a una cara ha de contrarestar les empentes del formigó fresc amb puntals. L'encofrat del mur a dues cares les contraresta amb *tirantets* interiors. Això fa que el cost d'1 m² de mur sigui més barat si s'encofra a dues cares.

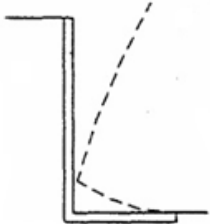

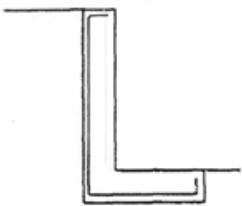
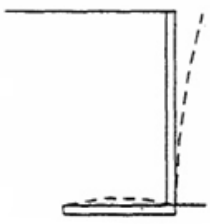

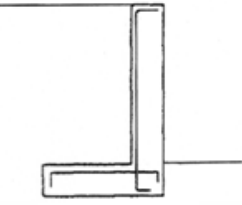
(Codi ITEC E32DD103) m² Muntatge i desmuntatge d'una cara d'encofrat amb tauler de fusta de pi, per a murs de contenció de base rectilínia encofrats a una cara, d'una altura ≤ 3 m: 28,47 €

(Codi ITEC E32DDA03) m² Muntatge i desmuntatge d'una cara d'encofrat amb tauler de fusta de pi, per a murs de contenció de base rectilínia encofrats a dues cares, d'una altura ≤ 3 m: 22,07 €

4. Armat

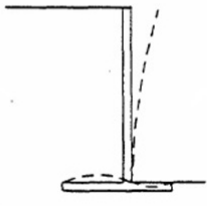

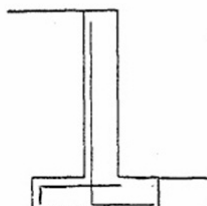
- Armat de mur amb punta o taló

Si la sabata correguda del mur té punta, d'acord amb el diagrama de moments flectors l'armadura es col·loca a la part inferior de la sabata. Si té taló, d'acord amb el diagrama de moments flectors, l'armadura es col·loca a la zona superior de la sabata.

Deformada	Diagrama de moments	Posició de l'armadura principal
		
		

- Armat de mur mixt

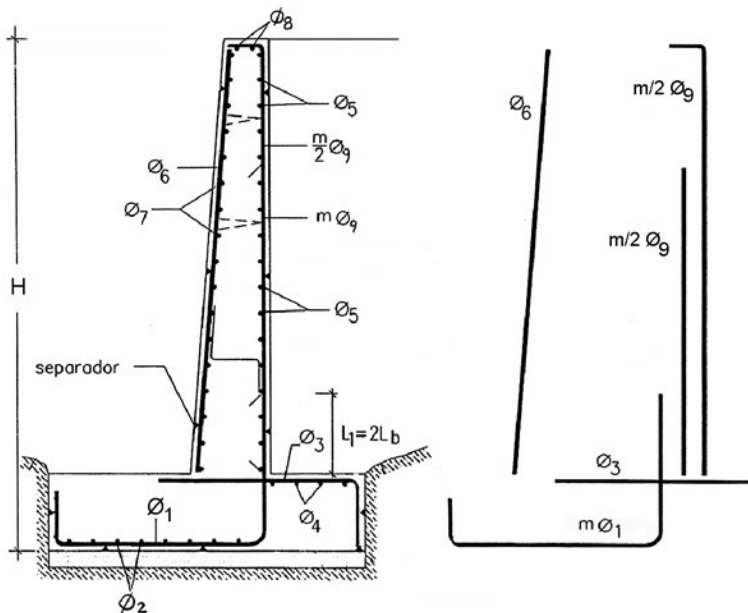
El mur mixt, amb sola i taló, té l'armadura disposada d'acord amb els diagrames de moments flectors.

Deformada	Diagrama de moments	Posició de l'armadura principal
		

- Preparació. Armadura

Abans de col·locar l'armadura, cal preparar l'excavació per rebre el formigó de neteja.

- a) *Excavació.* Els últims 25 cm s'excaven immediatament abans d'abocar-hi el formigó. Abans d'abocar-hi el formigó de neteja, cal repassar el fons de l'excavació.
- b) *Formigó de neteja.* Gruix mínim: 10 cm. Aquest gruix pot variar per absorbir la tolerància d'anivellació del fons excavat. La cara superior s'acaba allisada o remolinada. S'aïlla de la sabata amb una làmina impermeabilitzant si el subsòl o l'aigua que conté són agressius.
- c) *Armadura:*





- Ø₁**: - armadura principal de la sabata, coordinada amb la de l'extradós Ø₉.
- es doblega i surt per fer l'espera de l'armadura de l'extradós Ø₉.
 - l'encavalcament L₁ és el doble de la longitud bàsica d'encavalcament perquè s'encavalquen *totes* les barres a tracció en la *mateixa* secció (article 69.5.2.2 de l'EHE).
 - aquest encavalcament és paral·lel al mur.
 - es lliga a Ø₂ (armadura de repartiment de la sabata) i es pot lligar a Ø₃ (principal del taló).
 - s'ancora a l'extrem de la punta, aprofitant el cantell.
- Ø₂**: -armadura de repartiment de la sabata lligada a Ø₁ (per sobre).
L'armadura de repartiment és necessària allà on és necessària l'armadura principal.
- Ø₃**: - armadura principal del taló lligada a Ø₁ i ancorada a l'extrem del taló, aprofitant el cantell.
- necessita un separador terminal per evitar que flecti.
- Ø₄**: - armadura de repartiment del taló, lligada a Ø₃ (armadura principal del taló) per sota. Si va soldada, es pot considerar ancoratge de Ø₃.
- Ø₅**: - armadura horitzontal de retracció i temperatura de l'extradós, lligada a Ø₉ (armadura principal de l'extradós) per la part interior del mur.
- Ø₆**: - armadura vertical de l'intradós (de temperatura i retracció).
- Ø₇**: - armadura horitzontal de retracció i temperatura de l'intradós.
- Ø₈**: - armadura de coronament (per la retracció incrementada per l'aigua que s'acumula en vibrar), lligada a Ø₉ (armadura principal vertical de l'extradós).

H	Ø
< 5 m	2Ø12
5 m ≤ H ≤ 8 m	2Ø16
H ≤ 8 m	2Ø20

- Ø₉**: - armadura principal vertical de l'extradós.
- encavalcada amb Ø₁ (armadura principal de la sabata).

- la meitat pot acabar abans d'arribar al coronament.
- la que arriba al coronament va ancorada, aprofitant el gruix del mur.
- lligada a \emptyset_5 (armadura horitzontal de repartiment de l'extradós).
- lligada a \emptyset_8 (armadura de coronament).

Segons l'EHE (taula 42.3.5), en l'armat dels murs cal considerar unes quanties geomètriques mínimes, tant per a l'armadura vertical com per a l'armadura horitzontal (en ‰).

Tipus d'element estructural	Tipus d'acer	
	$f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	$f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Murs	Armadura horitzontal	3,2
	Armadura vertical	0,9

La quantia mínima vertical és la de la cara de tracció. Es recomana posar a l'altra cara una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

A partir dels 2,5 m d'altura del fust del mur, i sempre que aquesta distància no sigui inferior a la meitat de l'alçada del mur, la quantia horitzontal es pot reduir a un 2 ‰.

Si hi ha junts verticals de contracció a distàncies no superiors a 7,5 m, amb l'armadura horitzontal interrompuda, les quanties geomètriques horitzontals mínimes es poden reduir al 2 ‰.

Cal repartir l'armadura horitzontal mínima entre ambdues cares. Per a murs vistos per ambdues cares, cal col·locar-ne el 50 % a cada cara.

En murs de gruix superior a 50 cm, es considera una àrea efectiva de gruix màxim de 50 cm, distribuïts en 25 cm a cada cara, i se n'ignora la zona central, que queda entre aquestes capes superficials.

d) *Recobriments:*

Contra les terres:

- Si s'ha encofrat: 15 mm + 10 mm (ambient IIa)
- Si no s'ha encofrat: 70 mm + 10 mm



A la vista:

- 15 mm + 10 mm en els ambients I (interior d'edificis sense condensacions) o IIa
- 20 mm + 10 mm en l'ambient IIb (exterior amb humitat mitjana)
- 25 mm + 10 mm en l'ambient IIIa (exterior marí)
- 35 mm + 10 mm en l'ambient IV (vas de piscina vist)

(Observació: Per determinar els recobriments dels ambients I, IIa i IIb, s'ha suposat $CEM\ I$ i $25\ N/mm^2 \leq f_{ck} < 40\ N/mm^2$.)

e) *Separadors*

- per a l'armadura \emptyset_1 principal de la sabata i per al seu ancoratge lateral
- per a l'ancoratge de l'armadura \emptyset_3 principal del taló: lateral i terminal
- per a l'armadura vertical \emptyset_6 de l'intradós
- per a l'armadura vertical \emptyset_9 de l'extradós
- falques ("calzos") i cavallets ("pies de pato") auxiliars per mantenir la separació entre les armadures verticals de l'intradós (\emptyset_6) i de l'extradós (\emptyset_9)

f) *Armat de mur amb contraforts*

Cal armar el fust, el contrafort i les sabates. Als contraforts, les armadures verticals van per dintre. La sabata entre contraforts es pot considerar una llosa encastada en tres costats.

5. Formigonat. Abocament del formigó. Compactació. Curat

El formigonat es fa per tongades que en permetin la compactació. El gruix màxim de les tongades és d'1 a 1,25 m, per tal de controlar l'empenta del formigó fresc. La caiguda màxima del formigó és de 2 m.

Abocament del formigó

En l'abocament del formigó, s'ha d'evitar la segregació de l'àrid. Es descarrega el formigó en una tremuja per a evitar-la. A més, d'aquesta manera, els encofrats i les armadures es mantenen nets fins que el formigó els cobreix. No s'ha de permetre que el formigó de la canaleta o del carretó xoqui

i reboti contra l'encofrat i les armadures originant segregació i nius de grava al fons. El formigó no ha de trobar restriccions fins al punt de col·locació.

Compactació

La compactació es fa per vibració del formigó. Cal procurar que el vibrador tingui la longitud adequada a l'altura del mur perquè arribi a totes les zones.

El vibrador s'ha d'introduir en posició vertical fins al fons de cada tongada i penetrar almenys 15 centímetres en la tongada anterior. S'ha de mantenir en cada posició entre 10 i 20 segons. La seqüència de punts d'immersió ha de permetre que el vibrador arribi a tot arreu, d'acord amb la seva potència i freqüència.

Curat

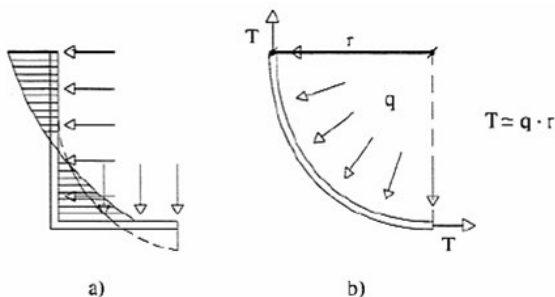
El curat del formigó evita la migració de l'aigua d'hidratació de la pasta cap a l'exterior. Aquesta migració incrementa la porositat del formigó i, per tant, en redueix la durabilitat en afavorir la carbonatació.

El curat del formigó (EHE, art. 71.6) és una operació molt important i, en elements lineals com els murs, és de gran importància. Els desperfectes produïts per un curat deficient pràcticament no són recuperables. En general, el curat ha de començar tan aviat com sigui possible i és un error pensar que l'encofrat retarda la necessitat de curar el formigó. La quantitat de dies en què cal curar el formigó depèn de la temperatura i de la humitat relativa des de 3 dies amb humitat i fred fins a 5 o 7 amb sequetat i calor.

El curat del formigó és necessari encara que les temperatures siguin baixes.

6. Altres consideracions constructives

A les cantonades i als xamfrans, el mur no treballa preferentment en voladís, ja que:



a) hi predominen les flexions horitzontals.

b) si la cantonada és rodona, hi predominen els esforços de tracció.



7. Junts en murs de contenció

Hi podem trobar diferents tipus de junts:

1. Inclinat o vertical de contracció en el fonament
2. Horitzontal de formigonatge sabata-mur
3. Vertical de contracció en el mur
4. Vertical de dilatació en el mur
5. Horitzontal de formigonatge en el mur

(Els junts horitzontals no són necessaris, perquè en direcció vertical no hi ha coacció. A més, la dilatació hauria de vèncer el pes propi.)

Junts de contracció en sabates

El formigó dels murs té la contracció tèrmica i la retracció coartades. En el cas del fonament, pel fregament amb el formigó de neteja i, en el cas del fust, per la seva unió al fonament, formigonat amb anterioritat. Això obliga a disposar junts de contracció, que poden ser verticals o inclinats.

Els junts en sabates poden ser verticals o bé formar un angle $\alpha \approx .25^\circ$.

A la taula següent, s'indiquen les distàncies màximes dels junts de contracció en les sabates, segons el tipus de clima i l'època de l'any.

Tipus de clima	Època de l'any	
	Calorosa	Freda
	T. mitjana > 18°C	T. mitjana < 18°C
Sec (h. r. < 60%)	16	20
Humit (h. r. > 60%)	20	24

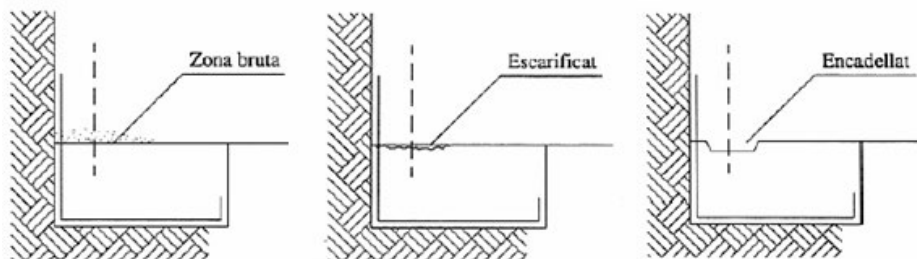
Si el fonament ha de quedar al descobert molt de temps, caldrà multiplicar els valors de la taula per 2/3.

Junts de formigonat sabata-mur

En formigonar un mur i la seva sabata, primer es formigona la sabata i després el mur. El junt horitzontal de formigonatge entre la sabata i el mur és un junt inevitable molt mal situat, ja que està a la secció de moment i tallant màxims. *El millor és deixar-lo amb la rugositat natural de la vibració.*

També es pot encadellar o deixar granulat gruixut.

Raspallar la unió per deixar-hi el granulat descobert requereix el moment precís. No es pot fer massa aviat, perquè el granulat s'arrencaria, ni massa tard, perquè no afectaria la beurada.



Junts verticals de contracció en murs

És necessari formigonar el mur per tongades deixant junts verticals de contracció, per a evitar que s'acumuli la diferència de contraccions horitzontals entre la part superior del mu, que no està coaccionada, i la inferior, que està coaccionada per la sabata. La diferència mobilitza tensions de tracció. Si el fonament és molt més rígid que el mur, la fissuració és vertical; si és poc rígid, la fissuració als extrems s'inclina perquè el mur tendeix a aixecar el fonament en aquestes zones. En murs baixos, la fissuració arriba fins a dalt. En murs alts, la fissuració no arriba fins a dalt.

Per evitar la fissuració per retracció diferencial, s'estableix una separació màxima entre els junts verticals de contracció al fust del mur.

Altura del mur	Distància recomanada entre els junts verticals de contracció
$H < 2,40 \text{ m}$	$3H$
$2,40 \text{ m} < H < 3,60 \text{ m}$	$2H$
$H > 3,60 \text{ m}$	$H(*)$

(*) La distància màxima no ha de ser superior a 7,50 m

El junt de contracció es pot encadellar, encofrar i impermeabilitzar. S'hi pot disposar un llistó o una goma en falca (que s'ha de retirar en desencofrar) per forçar la creació d'una fissura induïda.

Si es col·loquen matavius a les arestes, els junts queden ben acabats i les fissures (si n'hi ha) queden en ombra. Si fos necessària la impermeabilitat, caldria segellar el junt o acabar-lo amb una banda d'estanquitat clavada a l'encofrat.



Fig.
Junts verticals de
contracció en murs de
contenció



Per tal d'obtenir la impermeabilitat, es pot introduir en el junt una banda d'estanquitat. Requereix un encofrat lateral. A la primera fase, es col·loca la banda lligada amb filferro a les armadures del mur, per una banda, i es doblega i es clava a l'encofrat per l'altra. Abans de formigonar la segona fase, després de desencofrar la cara lateral, la banda es redreça i es lliga amb filferro a les armadures del mur. *No es conserva la continuïtat de l'armadura (horitzontal) a través del junt.*

També es pot deixar el junt molt ample sense formigonar. És una solució que permet la contracció del mur, proporciona impermeabilitat i *manté la continuïtat estructural en planta* (imprescindible si el mur fa de biga), però cal que el termini entre el segon i tercer formigonatge no sigui inferior a tres dies a l'hivern o cinc dies a l'estiu.

Junts verticals de dilatació en murs

Els junts verticals de dilatació cal col·locar-los:

- cada 20 m com a màxim, en climes continentals.
- cada 30 m com a màxim, en climes moderats.
- allà on canviï l'altura del mur.
- allà on canviï la profunditat de la fonamentació.

No és necessari perllongar el junt de dilatació en el fonament perquè es considera que la temperatura del terreny és constant o gairebé. En qualsevol cas, les diferències de temperatura de l'aire exterior influeixen poc en la temperatura del sòl.

Si l'estanquitat no és gaire important, se'n pot formigonar la primera part i enganxar-hi una placa de poliestirè. Després se'n formigona la segona part i es rasquen 20 o 25 mm de poliestirè a cada costat del junt per tal de segellar-lo.

Si la impermeabilitat és necessària, es pot utilitzar una banda d'estanquitat, que cal introduir fins al fonament. En la primera fase, es col·loca la banda lligada amb filferro a les armadures del mur per una banda, i doblegada i clavada a l'encofrat per l'altra. Abans de formigonar la segona fase, després de desencofrar la cara lateral, la banda es redreça i es lliga amb filferro a les armadures del mur. El junt es pot acabar segellant o tapant.

Junts horitzontals de formigonat en murs

Cal tractar aquest tipus de junts adequadament per tal d'evitar barraques o "nius" de grava. En aquest tipus de junt, convé que la fila superior de tensors de la primera fase estigui a ≤ 10 cm del junt per tal d'evitar que l'encofrat s'obri. En desencofrar, els llavis del junt queden modelats pels llistons. En formigonar la segona fase, l'últim tensor de la fase anterior es manté i el segon es col·loca a una distància igual o inferior a 15 cm del junt. Encavalcar més els taulers no en millora l'estanquitat, que ve determinada per la pressió dels tirants i no pas per l'encavalcament, el qual acusa defectes de planor.

8. Impermeabilització de murs (CTE DB HS)

Permeabilitat del sòl (DB SE-C)

Tipo de suelo	k_x (m/s)
Grava limpia	$> 10^{-2}$
Arena limpia y mezcla de grava y arena limpia	$10^{-2} - 10^{-5}$
Arena fina, limo, mezclas de arenas, limos y arcillas	$10^{-5} - 10^{-9}$
Arcilla	$< 10^{-9}$

Grau d'impermeabilització mínim del mur

GRAU DE IMPERMEABILITZACIÓ MÍNIM DEL MUR			
Coeficient de permeabilitat del terreny			
Presència d'aigua	$K_s \geq 10^{-2}$ cm/s Molt permeable	$10^{-5} < K_s < 10^{-2}$ cm/s Permeable	$K_s \leq 10^{-5}$ cm/s Semipermeable o impermeable
Alta	5	5	4
Mitja	3	2	2
Baixa	1	1	1



- a) Presència d'aigua baixa: si la cara interior del mur (en contacte amb el terreny) està per sobre del nivell freàtic.
- b) Presència d'aigua mitjana: si el nivell freàtic varia, de manera que la cara interior del mur (en contacte amb el terreny) pot estar tant per sobre com per sota del nivell freàtic.
- c) Presència d'aigua alta: si la cara interior del mur (en contacte amb el terreny) està per sota del nivell freàtic.

Condicions de les solucions constructives

CONDICIONS DE LES SOLUCIONS CONSTRUCTIVES			
Grau de impermeabilitat	Impermeabilització interior (intradós)	Impermeabilització exterior (trasdós)	Parcialment estanc
≤1	C1+I2+D1+D5	I2+I3+D1+D5	V1
≤2	C1+C3+I1+D1+D3	I1+I3+D1+D3	D4+V1
≤3	C1+C3+I1+D1+D3	I1+I3+D1+D3	D4+V1
≤4	NO	I1+I3+D1+D3	D4+V1
≤5	NO	I1+I3+D1+D2+D3	D4+V1

(C: constitució del mur; I: impermeabilització; D: drenatge i evacuació; V: ventilació)

Els graus 4 i 5 estan per sota del nivell freàtic.

Impermeabilització interior (intradós)

Grau de permeabilitat	CONDICIONS DE LES SOLUCIONS CONSTRUCTIVES			
	Constitució del mur	Impermeabilització	Drenatge i evacuació	Ventilació
≤1	C1	I2	D1+ D5	-
≤2	C1 + C3	I1	D1 + D3	-
≤3	C1 + C3	I1	D1 + D3	-

C1: si el mur és de formigó abocat a l'obra, cal que sigui hidròfug

C3: si el mur és de fàbrica, cal utilitzar blocs o maons hidròfugs

I1: làmina adherida

I2: pintura impermeabilitzant o làmina adherida

D1: capes drenant i filtrant a l'extradós

D3: tub drenant a la base del mur amb bombament si el punt de recollida per a la reutilització és situat en una cota superior

D5: xarxa de recollida i reciclatge de l'aigua de pluja a la coberta i al terreny

- No es preveuen els graus de permeabilitat 4 i 5.
- No es demanen condicions de ventilació.

Impermeabilització exterior (extradós) (CTE DB HS)

Grau de permeabilitat	CONDICIONS DE LES SOLUCIONS CONSTRUCTIVES			
	Constitució del mur	Impermeabilització	Drenatge i evacuació	Ventilació
≤1	-	I2 + I3	D1+ D5	-
≤2	-	I1 + I3	D1 + D3	-
≤3	-	I1 + I3	D1 + D3	-
≤4	-	I1 + I3	D1 + D3	-
≤5	-	I1 + I3	D1 + D2 + D3	-

Condicions de la impermeabilització:

I1: Alternativament:

- làmina adherida, amb capa antipunxonament o làmina drenant a la cara exterior (de les terres)
- làmina no adherida, amb capa antipunxonament o làmina drenant a la cara exterior i capa antipunxonament a la cara interior
- aplicació líquida (polímers acrílics, cautxú acrílic, resines sintètiques o polièster) protegida per l'exterior amb una làmina drenant, geotèxtil o de morter armat

I2: Alternativament:

- pintura impermeabilitzant
- làmina adherida (condicions C1)
- làmina no adherida (condicions C1)
- aplicació líquida (condicions C1)

I3: Si el mur és de fàbrica, cal revestir-lo per l'interior amb un revestiment hidròfug (morter hidròfug sense revestir, cartró-guix sense guix higroscòpic o d'altres materials no higroscòpics)

Condicions de drenatge i evacuació:



D1: capes drenant i filtrant a l'extradós

D2: pou drenant de $\varnothing \geq 70$ cm cada ≤ 50 m, amb capa filtrant i dues bombes

D3: tub drenant a la base del mur. Si el punt de recollida *per a la reutilització* és situat en una cota superior, s'ha de completar amb una cambra de bombament i dues bombes

D5: xarxa de recollida i reciclatge de l'aigua de pluja a la coberta i al terreny

No es demanen condicions constructives per a la constitució del mur ni de ventilació

Mur parcialment estanc (CTE DB HS)

Grau de permeabilitat	CONDICIONS DE LES SOLUCIONS CONSTRUCTIVES			
	Constitució del mur	Impermeabilització	Drenatge i evacuació	Ventilació
≤ 1	-	-	-	V1
≤ 2	-	-	D4	V1
≤ 3	-	-	D4	V1
≤ 4	-	-	D4	V1
≤ 5	-	-	D4	V1

Condicions de drenatge i evacuació:

D4: desguàs de la cambra amb canal cap al punt de recollida *per a la reutilització*. Si aquest punt és situat a una cota superior, s'ha de completar amb una cambra de bombament i dues bombes.

Condicions de ventilació:

V1: cal disposar obertures de ventilació a l'arrencada i al coronament del full interior i ventilar el local amb un cabal mínim de 0,7 l / s per a cada m² de superfície útil

Les obertures de ventilació han d'estar repartides al 50 % entre la part inferior i el coronament del full interior que toqui al sostre, i distribuïdes regularment a portell. La relació entre l'àrea efectiva total de les obertures, S_s, en cm², i la superfície del full interior, A_h, en m², ha de complir la condició següent:

$$30 > \frac{S_s}{A_h} > 10$$

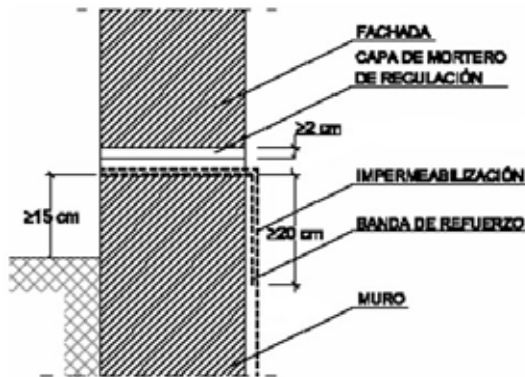
La distància entre les obertures de ventilació contigües no ha de superar els 5 m.

No es demanen condicions constructives per a la constitució del mur ni per a la impermeabilització.

Punts singulars (CTE DB HS)

- Trobades amb les façanes

1. Quan el mur s'impermeabilitza per l'interior, a les arrencades de la façana sobre el mur l'impermeabilitzant s'ha de perllongar sobre el mur a tota l'amplada fins a més de 15 cm per sobre del nivell del sòl exterior sobre una banda de reforç del mateix material que la barrera impermeable emprada, que s'ha de perllongar cap avall uns 20 cm, com a mínim, al llarg del parament del mur.



Sobre la barrera impermeable, s'ha de disposar una capa de morter de regulació de 2 cm de gruix, com a mínim.

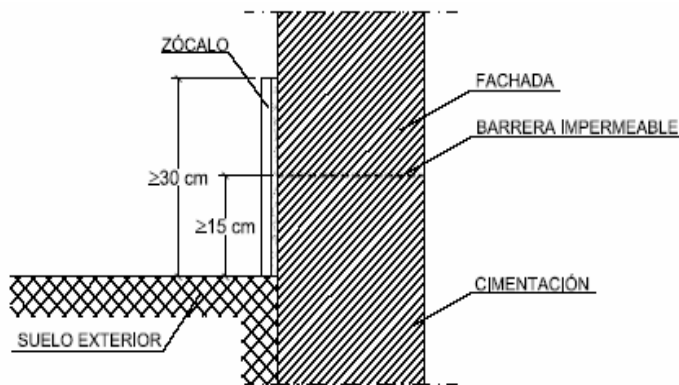




En el mateix cas, *quan el mur s'impermeabilitza amb una làmina*, entre l'impermeabilitzant i la capa de morter s'ha de disposar una banda de finalització adherida, del mateix material que la banda de reforç, i s'ha de perllongar verticalment al llarg del parament del mur fins a 10 cm, com a mínim, per sota de la vora inferior de la banda de reforç.

2. Quan el mur s'impermeabilitza *per l'exterior*, a l'arrencada de la façana sobre el mur s'ha de perllongar l'impermeabilitzant més de 15 cm per sobre del nivell del sòl exterior. La vora superior de l'impermeabilitzant s'ha de fer:

- a. Mitjançant una *reculada* amb una profunditat superior a 5 cm respecte a la superfície externa del parament vertical, i amb una altura de 20 cm per sobre de la protecció de la coberta.
- b. Mitjançant un *perfil metàl·lic* inoxidable, proveït amb una pestanya almenys a la part superior, que serveixi de base per a un cordó de segellament entre el perfil i el mur. Si a la part inferior no porta pestanya, l'aresta ha de ser arrodonida per tal d'evitar que pugui perjudicar la làmina.
- c. Mitjançant un *sòcol* d'un material que tingui un coeficient de succió inferior al 3 %, de més de 30 cm d'altura sobre el nivell del sòl exterior, que cobreixi l'impermeabilitzant del mur o la barrera impermeable disposada entre el mur i la façana, i segellar la unió amb la façana per la part superior, o bé adoptar una solució diferent que produeixi el mateix efecte.



- Trobades amb les cobertes enterrades

Quan el mur s'impermeabilitza per l'exterior, l'impermeabilitzant del mur s'ha de soldar o unir al de la coberta.

- Trobades amb les particions interiors

Quan el mur s'impermeabilitza per l'interior, les particions s'han de construir *després d'executar la impermeabilització* i, entre el mur i cada partició, cal disposar una *junta segellada* amb un material elàstic que, en entrar en contacte amb el material impermeabilitzant, ha de ser compatible amb ell.

- Pas dels conductes

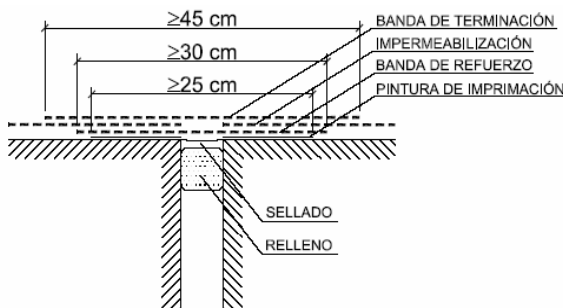
Els passatubs s'han de disposar de manera que entre ells i els conductes hi hagi una *folgança* que permeti les toleràncies d'execució i els possibles moviments diferencials entre el mur i el conducte. S'ha de *fixar el conducte al mur amb elements flexibles*. S'ha de disposar un *impermeabilitzant* entre el mur i el passatubs, i s'ha de *segellar la folgança* entre el passatubs i el conducte amb un perfil expansiu o un màstic elàstic resistent a la compressió.

- Cantonades i racons

En les trobades entre dos plans impermeabilitzats, s'ha de col·locar una *banda o capa de reforç* del mateix material que l'impermeabilitzant utilitzat, que tingui una amplada mínima de 15 cm i que estigui centrada a l'aresta. Quan les bandes de reforç s'apliquin abans que l'impermeabilitzant del mur, hauran d'anar *adherides al suport, amb l'aplicació prèvia d'una imprimació*.

Juntes

A les juntes verticals dels murs de formigó prefabricat o de fàbrica impermeabilitzats amb productes líquids, s'han de disposar els elements següents:



a) Quan la junta sigui estructural, un cordó de reblert compressible i compatible químicament amb la impermeabilització.

b) Segellament de la junta amb una massilla elàstica.



c) La impermeabilització del mur fins a la vora de la junta.

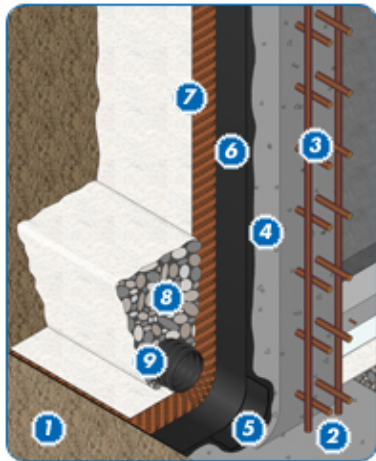
d) Una banda de reforç de 30 cm d'amplada, com a mínim, centrada a la junta i del mateix material que l'impermeabilitzant, amb una armadura de polièster o una banda de làmina impermeable.

En el cas dels murs formigonats *in situ*, tant si estan impermeabilitzats amb una làmina com si ho estan amb productes líquids, per a la impermeabilització de les juntes verticals i horitzontals s'ha de disposar una *banda elàstica embeguda* a les dues testeres d'ambdós costats de la junta.

Les juntes horitzontals dels murs de formigó prefabricat s'han de segellar amb morter hidròfug de baixa retracció o amb un segellament a base de poliuretà.

Impermeabilització per sobre del nivell freàtic

Font: Danosa. Impermeabilizantes y aislamientos



1. Terreny natural

2. Cimentació

3. Mur

4. Emprimació asfàtica. La superfície sobre la qual s'aplica ha d'estar seca, sense pols, greixos ni partícules soltes, per tal d'obtenir una bona penetració i adherència del producte. Els punts singulars han d'estar igualment preparats abans de col·locar la membrana amb xamfrans. S'ha d'aplicar

una capa uniforme de l'emprimació amb un rendiment mínim de 0,5 kg/cm².

5. Banda de reforç. Cal reforçar tots els angles amb una banda de reforç completament adherida al suport emprimat prèviament, encavalcant les làmines entre si 8 o 10 cm.

6. Làmina impermeabilitzant. S'ha d'adherir la làmina completament al suport, encavalcant les làmines entre si 8 o 10 cm.

7. Làmina drenant. S'ha de fixar al suport amb "trets" o fixacions, amb el geotèxtil cap a la cara del terreny. Ha de tenir una amplada de 5 cm per tal de facilitar els encavalcaments dels rotlles. Per fer els encavalcaments, es desenganxa el geotèxtil 7 cm, de manera que l'encavalcament amb el rotlle adjacent sigui de 12 cm en total. A continuació, es torna a col·locar el geotèxtil sobre el rotlle adjacent encavalcat i es fixa mecànicament la línia d'encavalcament cada 25 cm.

8. Grava de drenatge

9. Tub de drenatge. Es recomana recobrir el tub amb una capa de grava embolicada finalment amb el geotèxtil de terminació. A la taula 3.1 del DB HS, s'estableixen els pendents mínim i màxim, i el diàmetre nominal mínim dels tubs de drenatge.

Tabla 3.1 Tubos de drenaje

Grado de impermeabilidad	Pendiente mínima en ‰	Pendiente máxima en ‰	Diámetro nominal mínimo en mm	
			Drenes bajo suelo	Drenes en el perímetro del muro
1	3	14	125	150
2	3	14	125	150
3	5	14	150	200
4	5	14	150	200
5	8	14	200	250

A la taula 3.2 del DB HS, s'estableix la superfície mínima d'orificis del tub drenant per metre lineal

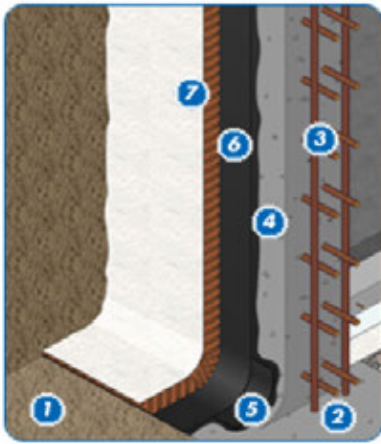
Tabla 3.2 Superficie mínima de orificios de los tubos de drenaje

Diámetro nominal	Superficie total mínima de orificios en cm ² /m
125	10
150	10
200	12
250	17



Impermeabilització per sota del nivell freàtic

Font: Danosa. Impermeabilizantes y aislamientos



1. Terreny natural

2. Cimentació

3. Mur

4. Emprimació asfàltica. La superfície sobre la qual s'aplica ha d'estar seca, sense pols, greixos ni partícules soltes, per tal d'obtenir una bona penetració i adherència del producte. Els punts singulars han d'estar igualment preparats abans de col·locar la membrana amb xamfrans. S'ha d'aplicar una capa uniforme de l'emprimació amb un rendiment mínim de 0,5 kg/cm².

5. Banda de reforç. Cal reforçar tots els angles amb una banda de reforç completament adherida al suport emprimat prèviament, encavalcant les làmines entre si 8 o 10 cm.

6. Làmina drenant. S'ha de fixar al suport amb "trets" o fixacions, amb el geotèxtil cap a la cara del terreny. Ha de tenir un amplada de 5 cm per tal de facilitar els encavalcaments dels rotlles. Per fer els encavalcaments, es desenganxa el geotèxtil 7 cm, de manera que l'encavalcament amb el rotlle adjacent és de 12 cm en total. A continuació, es torna a col·locar el geotèxtil sobre el rotlle adjacent encavalcat i es fixa mecànicament la línia d'encavalcament cada 25 cm.

7. Grava de drenatge.

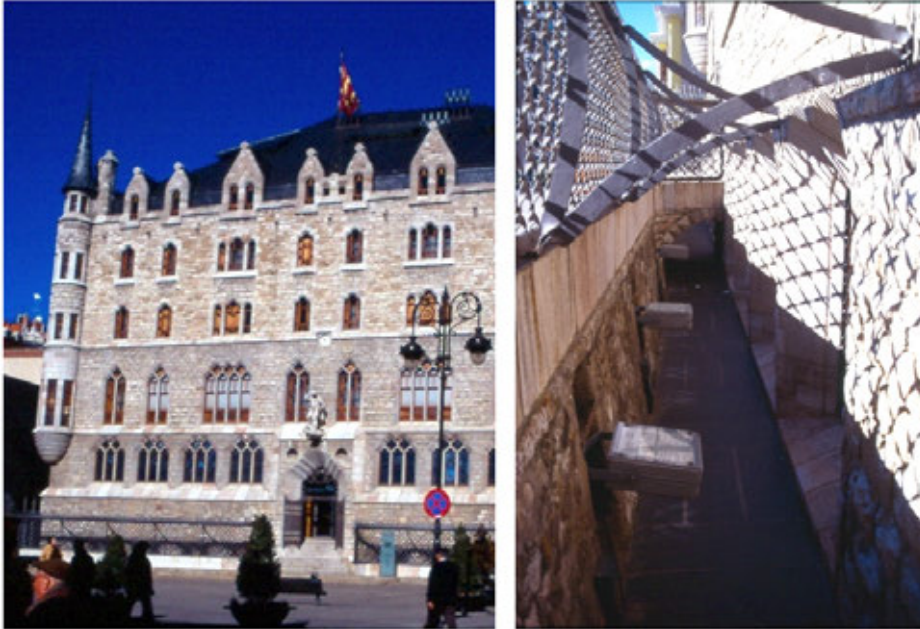


Condicions dels materials (CTE DB HS)

- Passatubs
- Làmines impermeabilitzants
- Revestiment hidròfug de morter
- Productes líquids d'impermeabilització:
 - Revestiments sintètics de resines
 - Polímers acrílics
 - Cautxú acrílic i resines acríliques
- Segellament de juntes:
 - Massilles a base de poliuretà
 - Massilles a base de silicones
 - Massilles a base de resines acríliques
 - Massilles asfàltiques
- Sistemes de drenatge

2.3.8. El pati anglès





2.3.9. Control. Manteniment

Control d'execució segons la NTE CCM

Controles a realitzar	Número de controls	Condició de no acceptació automàtica
Replanteo, nivelado y dimensiones de zapata y luste	Uno cada 15 m de muro y no menor de uno	Variaciones en el replanteo y/o nivelado superiores a ± 5 cm Variaciones no acumulativas en las dimensiones superiores en ± 2 cm de las especificadas
Disposición de la armadura, tipo de acero y diámetro de los redondos	Uno cada 15 m de muro y no menor de uno	Disposición, tipo y/o diámetros, distintos de los especificados

El programa i els controls de recepció i execució són competència del director de l'execució (abans aparellador), però *el projecte ha d'incloure el pla de control*, és a dir, l'especificació del que cal controlar, cada quan i amb quin criteri d'acceptació o rebuig.



Controles a realitzar	Número de controls	Condició de no acceptació automàtica
Consistència del hormigón medida en el cono Abrams y tamaño máximo del árido	Uno cada lote de control	Asiento inferior a 2 cm o superior a 6 cm para compactación por vibrado y asiento inferior a 5 cm o superior a 10 cm para compactación por picado con barra Tamaño del árido superior al especificado
Resistencia característica del hormigón	Dos tomas de cuatro probetas por cada lote de control	Inferior al 90% de la especificada
Desplome del luste medido en la cara vertical	Uno cada 15 m de muro y no menor de uno	Variación de ± 2 cm

Condicions de manteniment segons la NTE CCM

- La propietat ha de conservar la documentació tècnica relativa al mur construït, en la qual han de constar les característiques del terreny facilitades per l'informe geotècnic i les sol·licitacions per les quals s'ha previst.
- Cada any i, especialment, després de períodes importants de grans pluges, s'han d'inspeccionar el mur i el terreny contigu. Si s'hi observa alguna anomalia, un tècnic competent n'ha de dictaminar la importància i, si escau, indicar la solució que s'hi ha d'adoptar.
- No s'han d'introduir cossos durs en els junts i s'ha de comprovar l'estat de la massilla cada 5 anys i renovar-la quan sigui necessari.
- S'han de col·locar, en llocs visibles de l'esplanada superior, plaques amb escriptura indeleble en les quals es prohibeixi disposar, al costat del mur, sobrecàrregues superiors a 1 T/m^2 fins a una distància de $2H$ m, on H és l'altura del fust del mur utilitzat.
- A l'esplanada inferior i al costat del mur, s'ha d'evitar obrir-hi rases paral·leles a ell.
- Per fer excavacions amb una profunditat de més de 50 cm, s'ha de realitzar un estudi particular a càrrec d'un tècnic competent.
- No s'han d'adossar al fust del mur elements estructurals ni amuntegaments que puguin modificar la forma de treball del mur.
- Per al manteniment del drenatge del mur, cal consultar la NTE/ASD: "Condicionament del terreny. Sanejament. Drenatges i avenaments".

Condicions de manteniment segons la CTE DB HS:

- Comprovació del funcionament correcte de les canals i dels baixants d'evacuació dels murs parcialment estancs: cada any i cada cop que s'hagin esdevingut tempestes importants.
- Comprovació que les obertures de ventilació de la cambra dels murs parcialment estancs no estan obstruïdes: cada any.
- Comprovació de l'estat de la impermeabilització interior: cada any.
- El manteniment és competència del propietari/usuari, però el projecte ha d'incloure el pla de manteniment.

2.3.10. Exemple 1. Càlcul d'un mur a flexió

Dades

1. Dades del sòl:

- Densitat: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3 = 1,8 \text{ T/m}^3$
- Angle de fregament intern del terreny: $\phi = 30^\circ$
- Cohesió: $c = 0$
- Tensió admissible del sòl: $\sigma_a = 0,1 \text{ N/mm}^2 (= 1 \text{ kp/cm}^2)$

2. Dades del mur de soterrani:

- $H_1 = 250 \text{ cm}$
- Formigó HA-25, acer B500S

3. Altres dades:

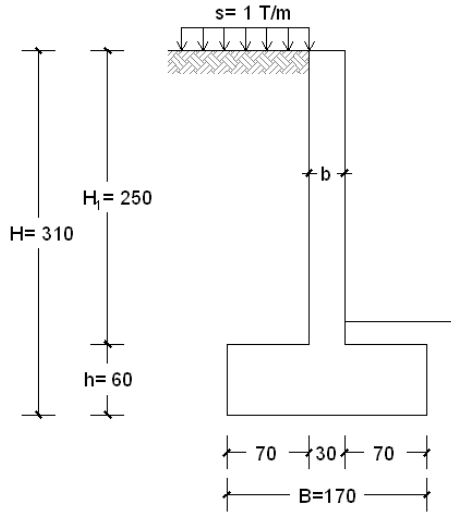
- Superfície horitzontal del massís
- Sobrecàrrega que actua al massís: $s = 1 \text{ T/m}^2$

Predimensionament

Base: $B \cong . 3 \cdot H_1 \rightarrow B = 2/3 \cdot 250 = 167 \text{ cm} \rightarrow$ Adoptem $B = 170 \text{ cm}$

$b \cong . 10 (\geq 30 \text{ cm})$; suposant $h = 60 \text{ cm} \rightarrow b = (250 + 60)/10 = 31 \text{ cm}$
 \rightarrow Adoptem $b = 30 \text{ cm}$

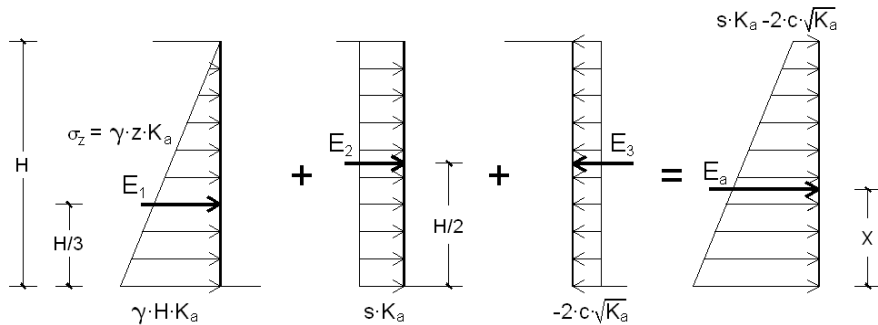
$h \cong . x \left(\frac{H_1}{10}, 60 \text{ cm} \right) = 60 \text{ cm}$



Càlcul i diagrames de l'empenta unitària

L'altura de càlcul de l'empenta és l'altura de les terres que s'han de contenir (H_1) més el cantell de la sabata (h); per tant, l'empenta activa unitària a una profunditat "H" és:

$$\sigma_z = \gamma \cdot z \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} + s \cdot K_a$$



$$E_a = \underbrace{\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a}_{\text{Empenta de terres}} - \underbrace{2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a}}_{\text{Cohesió}} + \underbrace{s \cdot H \cdot K_a}_{\text{Sobrecàrrega}}$$

$$\text{On } K_a = \frac{1 - \sin \alpha}{1 + \sin \alpha} = \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} = 0,33$$

En el nostre cas, $c = 0$. Per a una llesca d'1 m d'amplada, l'empenta unitària a la base del mur val:

$$e_1 = \gamma \cdot H \cdot K_a = 1,8 \text{ T/m}^3 \cdot 3,1 \text{ m} \cdot 0,33 = 1,84 \text{ T/m}$$

$$e_2 = s \cdot K_a = 1 \text{ T/m}^2 \cdot 0,33 = 0,33 \text{ T/m}$$

Empenta total:

$$\begin{aligned} E_a = E_1 + E_2 &= \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot K_a + s \cdot H \cdot K_a = \frac{1,8 \cdot 3,1^2 \cdot 0,33}{2} + 1 \text{ T/m}^2 \cdot 3,1 \text{ m} \cdot 0,33 = \\ &= 2,85 + 1,02 = 3,87 \text{ T} \end{aligned}$$

Comprovació del lliscament

Considerem una llesca d'1 m d'amplada:

Pes propi del mur: $2,5 \text{ T/m}^3 \cdot 2,5 \text{ m} \cdot 0,30 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 1,875 \text{ T}$

Pes propi de la sabata: $2,5 \text{ T/m}^3 \cdot 1,7 \text{ m} \cdot 0,60 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 2,55 \text{ T}$

Pes propi de les terres sobre la sabata:

$$1,8 \text{ T/m}^3 \cdot 0,7 \text{ m} \cdot 2,50 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 3,15 \text{ T}$$

Total: $N = 7,57 \text{ T}$

Fricció: $N \cdot \tan \phi = 7,57 \text{ T} \cdot \tan 30^\circ = 4,37 \text{ T}$

Seguretat al lliscament: $\frac{\text{Fricció}}{\text{Empenta}} = \frac{N \cdot \tan \phi}{E} = \frac{4,37 \text{ T}}{3,87 \text{ T}} = 1,13 < 1,5$

Com que la seguretat al lliscament és insuficient, en modifiquem el predimensionament augmentant el taló de 70 a 120 cm (sense modificar el cantell de la sabata) i en comprovem novament el lliscament (les empentes no s'han modificat):

Pes propi del mur: $2,5 \text{ T/m}^3 \cdot 2,5 \text{ m} \cdot 0,30 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 1,875 \text{ T}$

Pes propi de la sabata: $2,5 \text{ T/m}^3 \cdot 2,2 \text{ m} \cdot 0,60 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 3,30 \text{ T}$

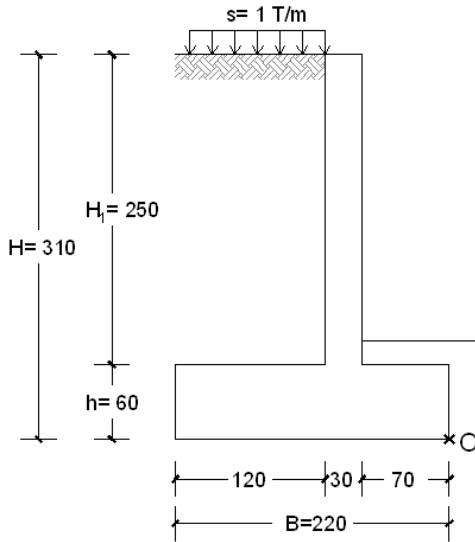
Pes propi de les terres sobre la sabata:

$$1,8 \text{ T/m}^3 \cdot 1,2 \text{ m} \cdot 2,50 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 5,40 \text{ T}$$

Total: $N = 10,575 \text{ T}$

Fricció: $N \cdot \tan \phi = 10,575 \text{ T} \cdot \tan 30^\circ = 6,11 \text{ T}$

Seguretat al lliscament: $\frac{\text{Fricció}}{\text{Empenta}} = \frac{N \cdot \tan \phi}{E} = \frac{6,11 \text{ T}}{3,87 \text{ T}} = 1,58 > 1,5$



Comprovació de la bolcada

Considerem una llesca d'1 m d'amplada:

Moment de bolcada (respecte al punt O):

$$M_B = 2,85 \text{ T} \cdot \frac{3,1 \text{ m}}{3} + 1,02 \text{ T} \cdot \frac{3,1 \text{ m}}{2} = 4,53 \text{ mT}$$

Moment estabilitzador (M_E):

- Del mur: $1,875 \text{ T} \cdot (0,7 \text{ m} + 0,3 \text{ m}/2) = 1,875 \text{ T} \cdot 0,85 \text{ m} = 1,58 \text{ mT}$

- De la sabata: $3,30 \text{ T} \cdot (2,2 \text{ m}/2) = 3,63 \text{ mT}$

- De les terres: $5,4 \text{ T} \cdot (0,7 + 0,3 \text{ m} + 1,2 \text{ m}/2) = 5,4 \text{ T} \cdot 1,6 \text{ m} = 8,64 \text{ mT}$

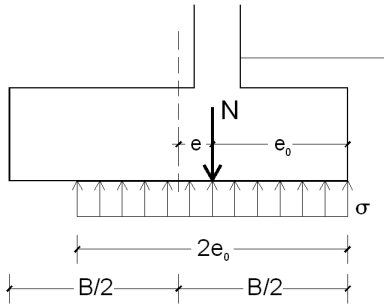
Total: $M_E = 13,86 \text{ mT}$

Seguretat de la bolcada: $\frac{M_E}{M_B} = \frac{13,86 \text{ mT}}{4,53 \text{ mT}} = 3,06 > 1,8$

Sobra seguretat a la bolcada, però el lliscament és molt ajustat. Observació: No hem tingut en compte la sobrecàrrega s en calcular M_E ja que el seu efecte és favorable.

Càlcul de l'excentricitat i comprovació de l'enfonsament

Càlcul de l'excentricitat:
$$e_0 = \frac{M_E - M_B}{N} = \frac{13,86 - 4,53}{10,575} = 0,88 \text{ m}$$



Com que:
$$e_0 \leq \frac{B}{2} = \frac{2,2\text{m}}{2} = 1,1 \text{ m} \Rightarrow \sigma = \frac{N}{2 \cdot e_0 \cdot l} \leq \sigma_a$$

Per tant:
$$\sigma = \frac{10.575 \text{ kp}}{2 \cdot 88\text{cm} \cdot 100\text{cm}} = 0,60 \text{ kp/cm}^2 < 1 \text{ kp/cm}^2$$

Observació: El mur mixt és favorable a la distribució de la pressió de contacte perquè està centrat.

Armat del mur

1. Extradós: armadura vertical

Càlcul de l'empenta sobre el mur (per a una llesca d'1 m d'amplada).

A la coronació del mur:

$$e_1 = \gamma \cdot H \cdot K_a + s \cdot K_a = 1,8 \text{ T/m}^3 \cdot 0 \text{ m} \cdot 0,33 + 1 \text{ T/m}^2 \cdot 0,33 = 0,33 \text{ T/m}$$

A la base del mur:

$$e_2 = 1,8 \text{ T/m}^3 \cdot 2,5 \text{ m} \cdot 0,33 + 1 \text{ T/m}^2 \cdot 0,33 = 1,49 + 0,33 = 1,82 \text{ T/m}$$

Moment flector a la base del mur:

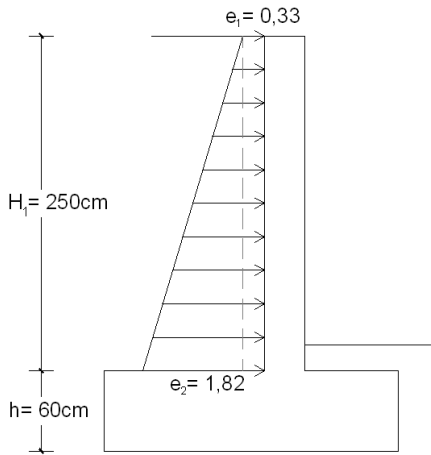
- degut a la càrrega uniforme q_1 :

$$M1 = \frac{q_1 \cdot L^2}{2}, \text{ on } q_1 = 0,33 \text{ T/m}$$



- degut a la càrrega triangular q_2 :

$$M_2 = \frac{q_2 \cdot L^2}{6}, \text{ on } q_2 = 1,49 \text{ T/m}$$



El moment flector majorat a la base del mur (M_d), considerant un coeficient parcial de seguretat per a les accions d'1,4, val:

$$M_d = 1,4 \cdot (M_1 + M_2) = 1,4 \cdot \left(\frac{0,33 \cdot 2,5^2}{2} + \frac{1,49 \cdot 2,5^2}{6} \right) = 3,62 \text{ m} \cdot \text{T}$$

(Segons l'EHE, taula 15.2, el coeficient parcial de seguretat és $\gamma = 1,35$ per a les accions permanents i $\gamma_Q = 1,50$ per a les accions variables; aquí n'adoptem un valor intermedi aproximat.) L'armadura necessària, per a un acer B500S, és:

$$A_s = \frac{M_d \cdot \gamma_s}{0,8 \cdot h \cdot f_{yd}} = \frac{3,62 \cdot 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm} \cdot 1,15}{0,8 \cdot 300 \text{ mm} \cdot 500 \text{ N/mm}^2} = 347 \text{ mm}^2 = 3,47 \text{ cm}^2$$

En comprovem la quantia geomètrica mínima. Segons l'EHE, la quantia geomètrica mínima de l'armadura vertical dels murs és el 0,9 ‰ de la secció de formigó (acer B500S). Per a una llesca d'1 m d'amplada, serà:

$$A_{\min} = \frac{0,9 \cdot 300 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm}}{1000} = 270 \text{ mm}^2 = 2,70 \text{ cm}^2$$

Aquesta quantia geomètrica mínima és la corresponent a la cara traccionada.

Comprovem també la quantia mecànica mínima per a seccions sotmeses a flexió simple o composta (EHE, art. 42.3.2):

$$A_{\min} \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot (1.000\text{mm} \cdot 300\text{mm}) \cdot \frac{25 / 1,5}{500 / 1,15} = 460\text{mm}^2 = 4,60\text{cm}^2$$

Per tant, per a l'armadura vertical de l'extradós necessitem:

$$A_s = \max(3,47, 2,70, 4,60) = 4,60\text{cm}^2 \rightarrow$$

$$\rightarrow 4\phi 12 \left(4,52\text{cm}^2 \right) \text{ per m.l.} \rightarrow \phi 12 \text{ a } 25\text{cm}$$

Adoptem 4 ϕ 12 encara que quedem una mica per sota de l'armadura necessària.

2. Extradós: armadura horitzontal

D'acord amb l'EHE, taula 42.3.5, per a l'armadura horitzontal disposem la quantia geomètrica mínima del 3,2 ‰ (se suposa que no hi ha juntes de contracció), que repartim entre les dues cares (intradós i extradós). Disposem 1/3 d'aquesta armadura a l'extradós i els 2/3 restants, a l'intradós:

$$A_{\min} = \frac{1}{3} \cdot \frac{3,2 \cdot (30\text{ cm} \cdot 100\text{ cm})}{1.000} = 3,2\text{ cm}^2 \rightarrow$$

$$3\phi 12 \left(3,39\text{ cm}^2 \right) \rightarrow \phi 12 \text{ a } 30\text{ cm} \left(3,77\text{ cm}^2 \right)$$

L'armadura mínima horitzontal és superior a la vertical deguda al moment flector (2,70 cm²) perquè la retracció vertical ha de vèncer el pes propi.

3. Intradós: armadura vertical

D'acord amb l'EHE, taula 42.3.5, per a l'armadura vertical de la cara comprimida es recomana disposar una quantia geomètrica mínima del 30 ‰ de l'armadura traccionada:

$$A_{\min} = 0,30 \cdot \frac{0,9 \cdot (30\text{cm} \cdot 100\text{cm})}{1000} = 0,81\text{cm}^2 \rightarrow \phi 10 \text{ a } 30\text{cm} \left(2,62\text{cm}^2 \right)$$

(Agafem el diàmetre mínim a la màxima distància possible.)

4. Intradós: armadura horitzontal



Tal com hem comentat abans, per a l'armadura horitzontal de l'intradós disposem 2/3 de la quantia geomètrica mínima:

$$A_{\min} = \frac{2}{3} \cdot \frac{3,2 \cdot (30\text{cm} \cdot 100\text{cm})}{1000} = 6,4\text{cm}^2 \rightarrow$$

$$\rightarrow 6 \phi 12 (6,79\text{cm}^2) \rightarrow \phi 12 \text{ a } 15\text{cm} (7,53\text{cm}^2)$$

5. Comprovació de la resistència a tallant del mur

El tallant a la base del mur, aplicant-hi també un coeficient parcial de seguretat per a les accions d'1,4, val:

$$V_d = 1,4 \cdot (0,33 \text{ T/m} \cdot 2,5 \text{ m} + \frac{1,49\text{T} / \text{m} \cdot 2,5\text{m}}{2}) = 3,76 \text{ T}$$

Contribució del formigó (EHE, art. 44.2.3.2.2):

$$V_{u2} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100\rho_1 \cdot f_{cv})^{1/3} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

amb un valor mínim de:

$$V_{u2} = \left[\frac{0,075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

$$\text{Tenim: } \xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} < 2 \quad ("d" \text{ en mm}) \rightarrow \xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{250}} = 1,89 < 2$$

(adoptem $d = 25 \text{ cm}$)

Àrea de l'armadura longitudinal: $4\phi 12/\text{m}$. $\rightarrow A_{s1} = n \cdot (\pi \cdot r^2) = 4 \cdot (\pi \cdot 0,6^2) = 4,52 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_0 \cdot d} = \frac{4,52 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm}} = 0,00181$$

Per altra part: $f_{cv} = f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

Per tant, tenim:

$$V_{u2} = \left(\frac{0,18}{1,5} \cdot 1,89 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,00181 \cdot 25} \right) \cdot 1.000 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm} =$$

$$= 93.782 \text{ N} = 9,378 \text{ T}$$

amb un valor mínim de:

$$V_{u2} = \left(\frac{0,075}{1,5} \cdot \sqrt{1,89^3} \cdot \sqrt{25} \right) \cdot 1.000 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm} = 162.395 \text{ N} = 16,24 \text{ T}$$

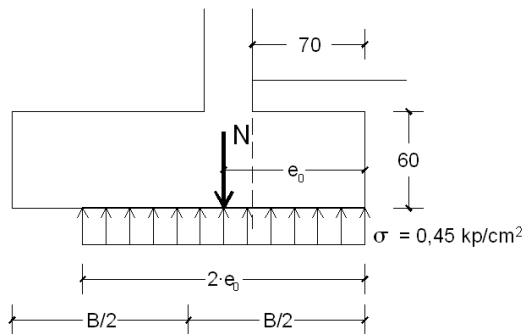
Per a V_{u2} , adoptem el més gran dels dos valors: $V_{u2} = 16,24 \text{ T}$

Com que $V_{u2} = 16,24 \text{ T} \geq 3,76 \text{ T}$, no és necessari armar a tallant.

6. Armat de la sabata: punta

Pes propi de la sabata: $2,5 \text{ T/m}^3 \cdot 0,6 \text{ m} = 1,5 \text{ T/m}^2 = 0,15 \text{ kp/cm}^2$

Pressió de contacte sense pes propi: $\sigma = 0,60 \text{ kp/cm}^2 - 0,15 \text{ kp/cm}^2 = 0,45 \text{ kp/cm}^2 = 4,5 \text{ T/m}^2$



El moment flector majorat respecte a l'intradós (M_d) considerant un coeficient parcial de seguretat per a les accions d'1,4 i per a una llesca d'1 m d'amplada val:

$$M_d = 1,4 \cdot \frac{4,5 \text{ T/m} \cdot (0,7 \text{ m})^2}{2} = 1,54 \text{ m} \cdot \text{T}$$

L'armadura necessària és:

$$A_s = \frac{M_d \cdot \gamma_s}{0,8 \cdot h \cdot f_{yd}} = \frac{1,54 \cdot 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm} \cdot 1,15}{0,8 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 500 \text{ N/mm}^2} = 73,8 \text{ mm}^2 = 0,74 \text{ cm}^2$$



En comprovem la quantia geomètrica mínima. Per a lloses, és l'1,8 ‰ de la secció de formigó (acer B500S). Per a sabates armades, s'adopta la meitat d'aquest valor en cada direcció (EHE, taula 42.3.5). Per tant, considerem el 0,9 ‰ de la secció de formigó:

$$A_{\min} = \frac{0,9 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 1.000 \text{ mm}}{1.000} = 540 \text{ mm}^2 = 5,40 \text{ cm}^2$$

En comprovem també la quantia mecànica mínima:

$$\begin{aligned} A_{\min} &\geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot (1.000 \text{ mm} \cdot 600 \text{ mm}) \cdot \frac{25 / 1,5}{500 / 1,15} = \\ &= 920 \text{ mm}^2 = 9,20 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Per tant, per a l'armadura inferior de la punta necessitem:

$$A_s = \max(0,74, 5,40, 9,20) = 9,20 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\phi 16 (10,05 \text{ cm}^2) \text{ per m. l.} \rightarrow \phi 16 \text{ a } 20 \text{ cm}$$

Aquesta armadura s'ha de coordinar amb la vertical de l'extradós del mur ($\phi 12$ a 25 cm); per tant, disposem finalment $\phi 12$ a 20 cm per a l'armadura vertical de l'extradós del mur.

Per altra part, l'armadura de repartiment de la punta és la mateixa que proporciona la quantia geomètrica mínima ($5,4 \text{ cm}^2$) i que no necessita ser coordinada: $\phi 12$ a 20 cm ($5,65 \text{ cm}^2$).

7. Armat de la sabata: taló

En calcular la càrrega sobre el taló, hi afegim la sobrecàrrega que actua sobre el terreny, ja que és desfavorable. La càrrega sobre el taló per a una llesca d'1 m d'amplada és:

$$q = (2,5 \text{ T/m}^3 \cdot 1,8 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}) + 1 \text{ T/m} = 4,5 \text{ T/m} + 1 \text{ T/m} = 5,5 \text{ T/m}$$

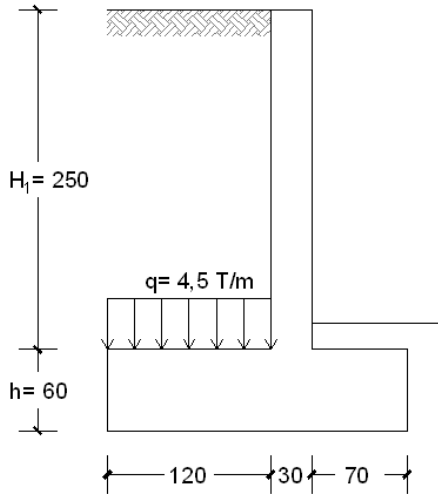
El moment flector respecte a l'extradós val:

$$M_d = 1,4 \cdot \frac{5,5 \text{ T/m} \cdot (1,2 \text{ m})^2}{2} = 5,54 \text{ m} \cdot \text{T}$$

L'armadura necessària és:

$$A_s = \frac{M_d \cdot \gamma_s}{0,8 \cdot h \cdot f_{yd}} = \frac{5,54 \cdot 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm} \cdot 1,15}{0,8 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 500 \text{ N/mm}^2}$$

$$A_s = 265,5 \text{ mm}^2 = 2,65 \text{ cm}^2$$



Per determinar-ne la quantia geomètrica mínima, considerem el 0,9 ‰ de la secció de formigó (EHE, taula 42.3.5):

$$A_{\min} = \frac{0,9 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 1.000 \text{ mm}}{1.000} = 540 \text{ mm}^2 = 5,40 \text{ cm}^2$$

En comprovem també la quantia mecànica mínima:

$$A_{\min} \geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot (1.000 \text{ mm} \cdot 600 \text{ mm}) \cdot \frac{25 / 1,5}{500 / 1,15} = 920 \text{ mm}^2 = 9,20 \text{ cm}^2$$

Per a l'armadura del taló, necessitarem, doncs:

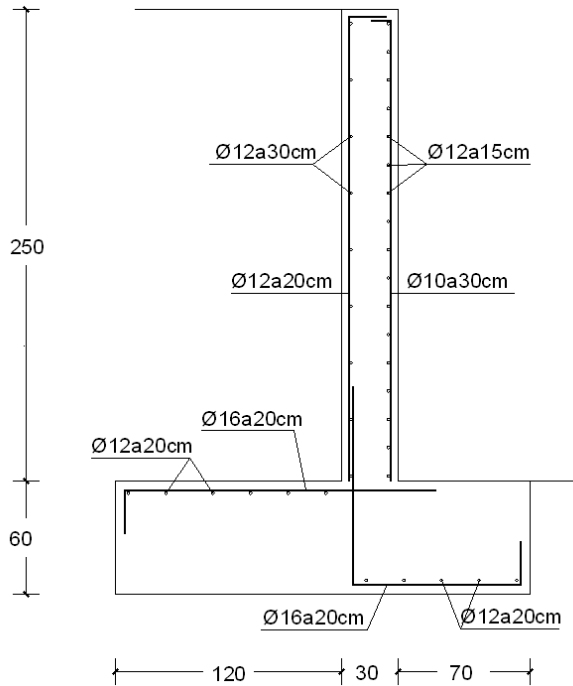
$$A_s = \max(2,65, 5,40, 9,20) = 9,20 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\phi 16 (10,05 \text{ cm}^2) \text{ per m. l.} \rightarrow \phi 16 \text{ a } 20 \text{ cm}$$

Aquesta armadura no necessita ser coordinada amb l'armadura vertical de l'extradós del mur.

Finalment, l'armadura de repartiment del taló és la que proporciona la quantia geomètrica mínima ($5,4 \text{ cm}^2$) i tampoc no necessita ser coordinada: $\phi 12$ a 20 cm ($5,65 \text{ cm}^2$)



Detall d'armadura



2.3.11. Exemple 2. Càlcul d'un mur a flexió

Dades

1. Dades del sòl:

- Densitat:
- Angle de fregament intern del terreny:
- Cohesió:
- Tensió admissible del sòl:

$$\begin{aligned}\gamma &= 18 \text{ kN/m}^3 \\ \phi &= 25^\circ \\ c &= 0,01 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_a &= 0,1 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

2. Dades del mur:

- $H_i = 6 \text{ m}$
- Mur a flexió
- Mur mixt

3. Altres dades:

- Superfície horitzontal del massís
- Sobrecàrrega que actua al massís:

$$s = 10 \text{ kN/m}^2$$

Predimensionament

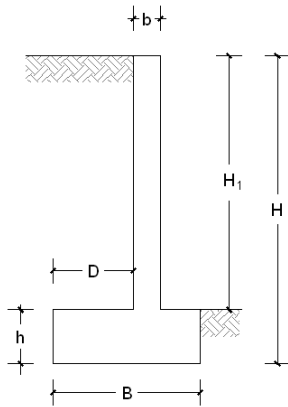
En podem fer el predimensionament a partir de la figura 5.18 (pàg. 104) del llibre *El gros de l'obra* o de la teoria de murs de contenció.

Adoptem:

$$B \cong . 3 \cdot H_1$$

$$b \cong . 10 \cdot H (\geq 30 \text{ cm})$$

$$h \cong . x (0,10 \cdot H_1, 60 \text{ cm})$$



En aquest cas:

$$h = \max(0,10 \cdot 6 \text{ m}, 60 \text{ cm}) \Rightarrow . = 0,6 \text{ m} \Rightarrow . \text{ optem } h = \mathbf{1,10 \text{ m}}$$

$$H = 6 \text{ m} + h = 6 \text{ m} + 1,10 \text{ m} \Rightarrow . = \mathbf{7,1 \text{ m}}$$

$$B = 2/3 \cdot H_1 = 2/3 \cdot 6 \text{ m} = 4 \text{ m} \Rightarrow . \text{ optem } B = \mathbf{4,80 \text{ m}}$$

$$D = H/3 = 7,1 \text{ m}/3 = 2,37 \text{ m} \Rightarrow . = \mathbf{2,40 \text{ m}}$$

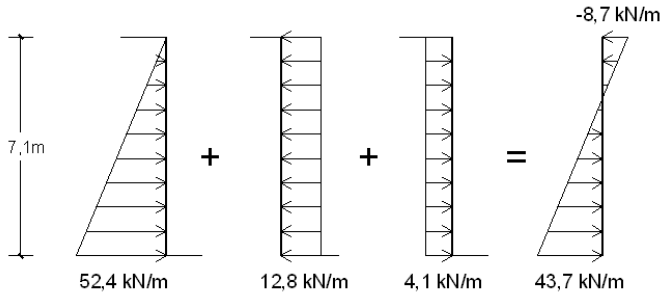
$$b = 0,1 \cdot H = 0,1 \cdot 7,1 \text{ m} = 0,71 \text{ m} \Rightarrow . = \mathbf{0,70 \text{ m}}$$
 (passa tan poc de 0,70 m que no ho arrodonim)

Càlcul i diagrames de l'empenta unitària

L'empenta activa unitària a una profunditat z és:

$$\sigma_z = \gamma \cdot z \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} + s \cdot K_a$$

$$\text{on } K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right) \Rightarrow K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2} \right) = \tan^2 32,5^\circ = 0,41$$



Per a una llesca d'1 m d'amplada, tenim:

Per a $h = 0$:

$$\sigma_0 = 18 \text{ kN/m}^3 \cdot 0 \text{ m} \cdot 0,41 - 2 \cdot 10 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,64 + 10 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,41 = 0 + 4,1 - 12,8 = -8,7 \text{ kN/m}$$

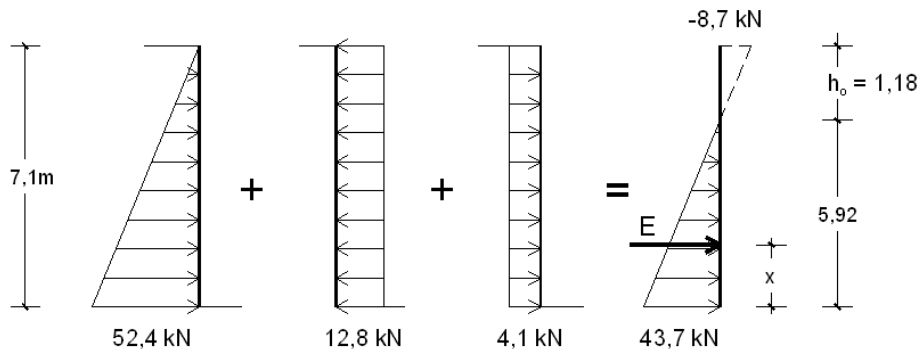
Per a $h = 7,1 \text{ m}$:

$$\sigma_H = 18 \text{ kN/m}^3 \cdot 7,1 \text{ m} \cdot 0,41 - 2 \cdot 10 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,64 + 10 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,41 = 52,4 + 4,1 - 12,8 = 43,7 \text{ kN/m}$$

Càlcul de la profunditat que anul·la l'empenta unitària

L'altura crítica h_c que anul·la l'empenta total és:

$$h_o = \frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot \sqrt{K_a}} - \frac{s}{\gamma} = \frac{2 \cdot 10 \text{ kN/m}^2}{18 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,64} - \frac{10 \text{ kN/m}^2}{18 \text{ kN/m}^3} = 1,18 \text{ m}$$



5. Empenta que actua sobre el mur. Posició

Empenta que actua sobre el mur per a una llesca d'1 m d'amplada:

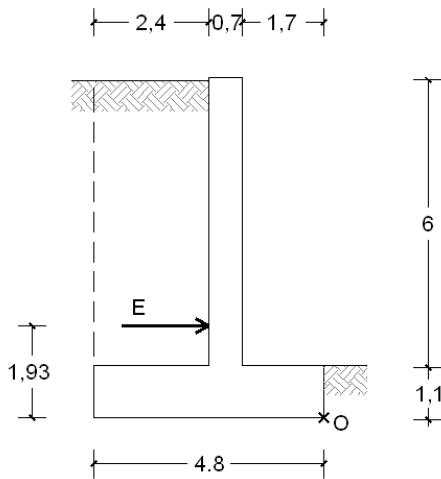
$$E = \frac{43,7 \text{ kN/m} \cdot 5,92\text{m}}{2} = 129,4 \text{ kN}$$

Posició de l'empenta: $x = (7,1 \text{ m} - 1,18 \text{ m})/3 = 5,92 \text{ m}/3 = 1,93 \text{ m}$

Comprovació de la bolcada

Prenem moments respecte al punt de bolcada (O) i considerem llesques d'1 m d'amplada:

Moment de bolcada: $M_B = E \cdot x \Rightarrow M_B = 129,4 \text{ kN} \cdot 1,93 \text{ m} = 254,9 \text{ kNm}$



Moment estabilitzador del mur:

$$0,7 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot \left(\frac{0,7\text{m}}{2} + 1,7 \text{ m} \right) = 215,3 \text{ kNm}$$

Moment estabilitzador de la sabata:

$$4,8 \text{ m} \cdot 1,1 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot \frac{4,8\text{m}}{2} = 316,8 \text{ kNm}$$

Moment estabilitzador de les terres:

$$2,4\text{m} \cdot 6\text{m} \cdot 1\text{m} \cdot 18\text{kN/m}^3 \cdot \left(\frac{2,4\text{m}}{2} + 0,7\text{m} + 1,7\text{m} \right) = 933,1\text{kNm}$$

Moment estabilitzador total:



$$M_E = 215,3 + 316,8 + 933,1 = 1.465,2 \text{ kNm}$$

Seguretat de la bolcada: $\frac{M_E}{M_B} = \frac{1465,2}{254,9} = 5,75 > 1,8$

Aquest valor del coeficient de seguretat és excessiu, però abans de modificar-ne el predimensionament, comprovarem el lliscament.

Comprovació del lliscament

Càlcul del pes del mur: $0,7 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 105 \text{ kN}$

Càlcul del pes de la sabata: $4,8 \text{ m} \cdot 1,1 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 132 \text{ kN}$

Càlcul del pes de les terres: $2,4 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = 259,2 \text{ kN}$

Pes total: $105 + 132 + 259,2 = 496,2 \text{ kN}$

Fricció disponible: $\text{Pes total} \cdot \tan \phi = 496,2 \text{ kN} \cdot \tan 25^\circ = 231,4 \text{ kN}$

Seguretat al lliscament: $\frac{\text{Pes total} \cdot \tan \phi}{E} = \frac{231,4}{129,4} = 1,79 > 1,5$

La seguretat al lliscament no va tan sobrada com a la bolcada. Abans de modificar-ne el predimensionament, comprovarem l'enfonsament.

Càlcul de l'excentricitat i comprovació de l'enfonsament

Càlcul de l'excentricitat: $e_0 = \frac{M_E - M_B}{N} = \frac{1465,2 - 254,9}{496,2} = 2,44 \text{ m}$

Com que

$$e_0 > \frac{B}{2} \Rightarrow . = 2 \cdot (B - e_0) \Rightarrow . = 2(4,8 \text{ m} - 2,44 \text{ m}) = 4,72 \text{ m}$$

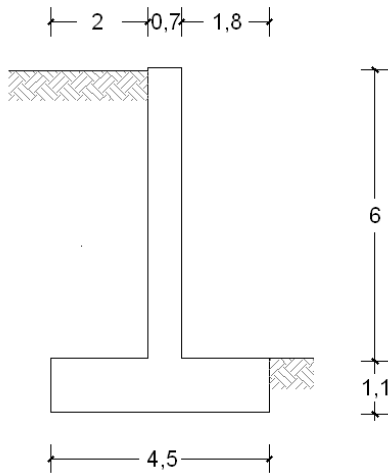
Comprovació de la pressió de contacte:

$$\sigma = \frac{\text{Pes total}}{B_e \cdot l} = \frac{496200 \text{ N}}{4720 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm}} = 0,105 \text{ N/mm}^2 > 0,1 \text{ N/mm}^2$$

En modifiquem el predimensionament, malgrat que sobrava seguretat a la bolcada i al lliscament.

Modificació del predimensionament

Com que sobra seguretat a la bolcada i al lliscament, es modifica el predimensionament per tal d'alleugerir i centrar la càrrega: la base i el taló es redueixen i la punta s'augmenta.



Comprovació de la bolcada

El moment de bolcada no ha canviat.

Moment estabilitzador del mur:

$$0,7\text{m} \cdot 6\text{m} \cdot 1\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 \cdot \left(\frac{0,7\text{m}}{2} + 1,8\text{m} \right) = 225,8 \text{ kNm}$$

Moment estabilitzador de la sabata:

$$4,5\text{m} \cdot 1,1\text{m} \cdot 1\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 \cdot \frac{4,5\text{m}}{2} = 278,4 \text{ kNm}$$

Moment estabilitzador de les terres:

$$2\text{m} \cdot 6\text{m} \cdot 1\text{m} \cdot 18\text{kN/m}^3 \cdot \left(\frac{2\text{m}}{2} + 0,7\text{m} + 1,8\text{m} \right) = 756 \text{ kNm}$$

Moment estabilitzador total:

$$M_E = 225,8 + 278,4 + 756 = 1.260,2 \text{ kNm}$$

Seguretat de la bolcada:



$$\frac{M_E}{M_B} = \frac{1260,2}{254,9} = 4,94 > 1,8$$

a) Comprovació del lliscament

Càlcul del pes del mur: $0,7 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 105 \text{ kN}$

Càlcul del pes de la sabata: $4,5 \text{ m} \cdot 1,1 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 123,8 \text{ kN}$

Càlcul del pes de les terres: $2 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 18\text{kN/m}^3 = 216 \text{ kN}$

Pes total: $105 + 123,8 + 216 = 444,8 \text{ kN}$

Seguretat al lliscament: $\frac{\text{Pes total} \cdot \tan\phi}{E} = \frac{444,8 \cdot \tan 25^\circ}{129,4} = 1,60 > 1,5$

b) Càlcul de l'excentricitat i comprovació de l'enfonsament

Càlcul de l'excentricitat:

$$e_0 = \frac{M_E - M_B}{N} = \frac{1260,2 - 254,9}{444,8} = 2,6\text{m}$$

Com que

$$e_0 > \frac{B}{2} \Rightarrow B_e = 2 \cdot (B - e_0) \Rightarrow B_e = 2(4,5\text{m} - 2,26\text{m}) = 4,48\text{m}$$

Comprovació de la pressió de contacte:

$$\sigma = \frac{\text{Pes total}}{B_e \cdot l} = \frac{444800 \text{ N}}{4480\text{mm} \cdot 1000\text{mm}} = 0,099 \text{ N/mm}^2 < 0,1 \text{ N/mm}^2$$

Observació: Per tal que la pressió de contacte no superi la pressió admissible, ha calgut que sobrés seguretat a la bolcada i al lliscament.

c) Armat i detall constructiu acotat

Extradós vertical: $\phi 16$ a 20 cm; horitzontal: $\phi 10$ a 20 cm

Intradós vertical: $\phi 10$ a 30 cm; horitzontal: $\phi 16$ a 25 cm

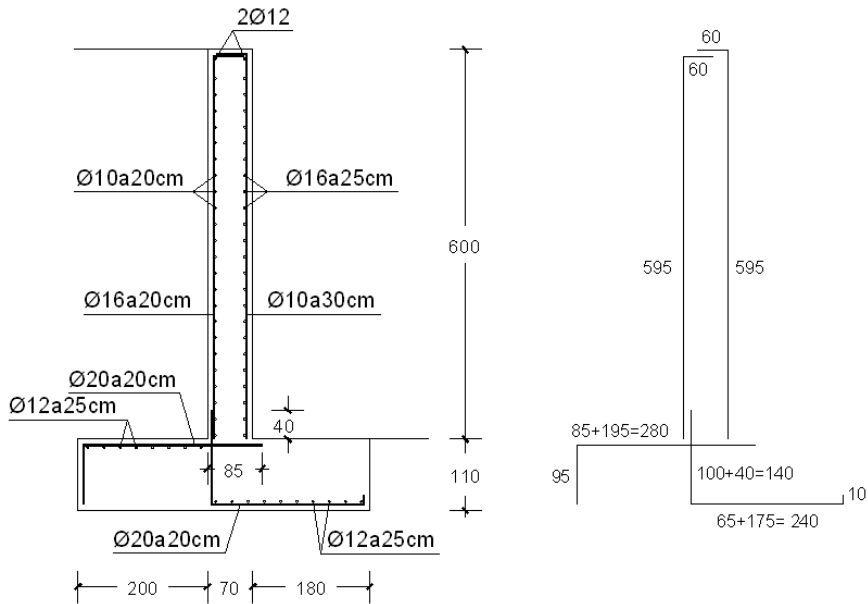
Punta principal (superior): $\phi 20$ a 20 cm; repartiment: $\phi 12$ a 25 cm

Taló principal (inferior): $\phi 20$ a 20 cm; repartiment: $\phi 12$ a 25 cm

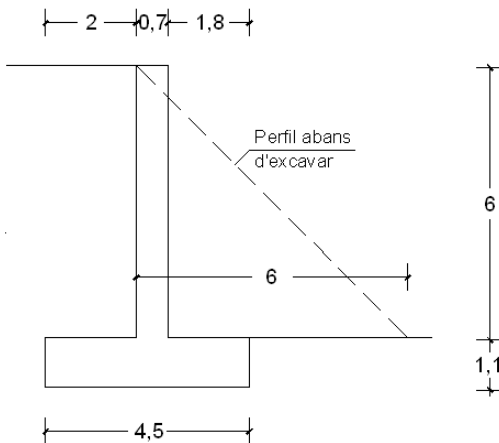
Coronament: $2\phi 12$

Ancoratge per encavalcament de l'armadura vertical de l'extradós: 40 cm

Ancoratge per prolongació recta de l'armadura principal del taló: 85 cm



Amidaments



En aquest cas, les terres aguantaran el tall vertical durant l'excavació. Fem l'amidament per m. l.



1. Excavació:

Interior: $2 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 12 \text{ m}^3$

Sabata: $4,5 \text{ m} \cdot 1,1 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 4,95 \text{ m}^3$

Talús: $6 \text{ m} \cdot 6 \text{ m}/2 \cdot 1 \text{ m} = 18 \text{ m}^3$

TOTAL: $34,95 \text{ m}^3$

2. Transport a l'abocador (considerem un 20% d'esponjament):

$1,2 \cdot (\text{sabata} + \text{talús}) = 1,2 \cdot (4,95 + 18) = 27,54 \text{ m}^3$

3. Armat (detall al quadre de l'especejament): 231,45 kp

4. Encofrat

Extradós: $6 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 6 \text{ m}^2$

5. Encofrat de formigó vist

Intradós: $6 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 6 \text{ m}^2$

6. Formigó

Sabata: $4,5 \text{ m} \cdot 1,1 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 4,95 \text{ m}^3$

Mur: $0,7 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 4,20 \text{ m}^3$

TOTAL: $9,15 \text{ m}^3$

7. Reblert i piconament

Extradós: $6 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 12 \text{ m}^3$

Amidament de l'armadura:

Identificació	Unitats	Longitud de la barra (m)	Longitud total (m)	Ø (mm)	Pes/m.l. (kp/ml)	Pes total (kp/ml)
Mur: arm. vert. extradós	5	$5,95 + 0,6 = 6,55$	32,75	16	1,58	51,57
Mur: arm. hor. extradós	$(600/20) + 1$	1	31	10	0,62	19,22
Mur: arm. vert. intradós	4	$5,95 + 0,6 = 6,55$	26,2	8	0,4	10,48
Mur: arm. hor. intradós	$(600/25) + 1$	1	25	16	1,58	39,5
Punta: arm. principal	5	$1,2 + 2,4 + 0,1 = 3,9$	19,5	20	2,47	48,17
Punta: arm. repartiment	$(180/25) + 1$	1	8,2	12	0,59	7,3
Taló: arm. principal	5	$0,95 + 1,95 + 0,85 = 3,75$	18,75	20	2,47	46,31
Taló: arm. repartiment	$(200/25) + 1$	1	9	12	0,89	8,01
Coronació del mur	1	1	1	12	0,89	0,89
Pes total de l'armadura per m.l. de mur:						231,45

Pressupost i quantia

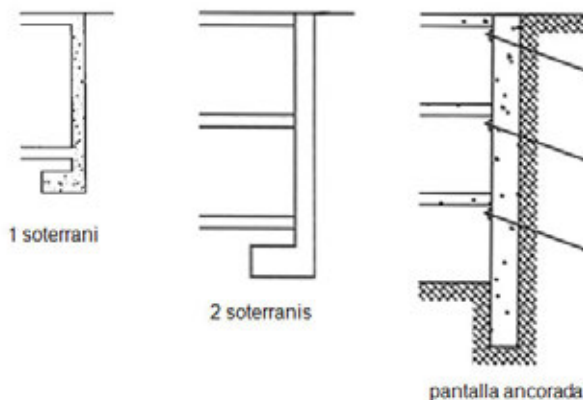
Partida	Descripció	Quantitat	Unitats	Preu	Total	%
1	Excavació E2221422	34,95	m ³	7,09	247,8	12
2	Transport a l'abocador E2R34235	27,54	m ³	3,23	88,95	5
3	Acer E32B300Q	231,45	kp	1,53	354,12	17
4	Encofrat E4D21A06	6	m ²	22,82	136,92	15
5	Encofrat (f. vist) E4D21A26	6	m ²	27,48	164,88	
6	Formigó E32525G3	9,15	M ³	96,25	880,69	43
7	Reblert i piconat E2252772	12	m ³	14	168	8
Total:					2.041,36	100

$$\text{Quantia: } \frac{231,45}{9,15} = 25,30 \text{ kp/m}^3$$

2.4. Murs suportats

Són els murs de soterrani i les pantalles. Aquests murs reben càrregues verticals, generalment transmeses pels pilars de l'estructura i sovint també per algun sostre, i càrregues horitzontals degudes a l'empenta de les terres.

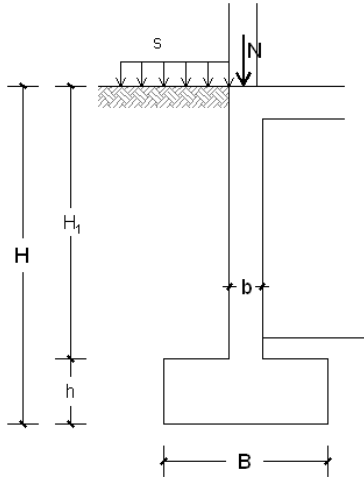
D'altra banda, aquests murs no treballen com a mènsules, sinó que queden recolzats a un o més sostres de soterrani i funcionen, al mateix temps, com una biga de gran cantell.





2.4.1. Predimensionament

En el cas dels murs de soterrani, podem adoptar aquests criteris de predimensionament:



Cantell de la sabata:

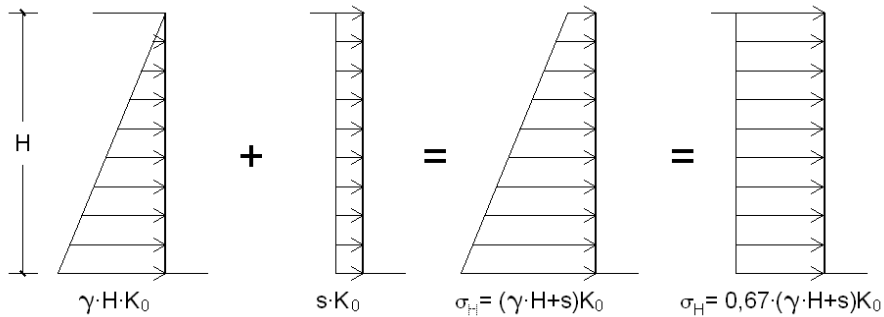
$$h \approx \max \left(\frac{H_1}{10}, 60\text{cm} \right)$$

Gruix del mur (b): $b \geq 25 \text{ cm}$

Es pot considerar que el mur de soterrani està encastat al fonament i recolzat al sostre. En estar impedit el desplaçament del mur, la seva deformabilitat és molt reduïda i l'empenta que hi actua és l'empenta en repòs.

2.4.2. Càlcul de l'empenta

Suposem que tenim un sol soterrani i que la cohesió és $c = 0$. Si al massís, suposat horitzontal, hi actua una sobrecàrrega constant s per unitat de longitud, l'empenta en repòs unitària a la profunditat H val:



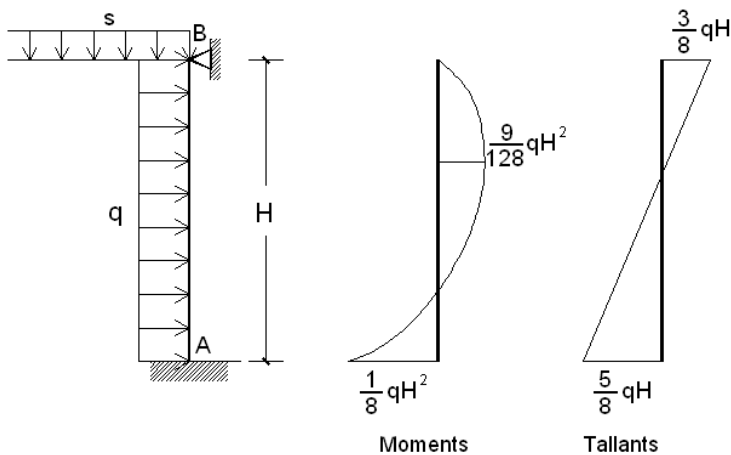
$$\sigma_H = (\gamma \cdot H + s) \cdot K_0$$

Amb una precisió acceptable, podem substituir la llei trapezoidal d'esforços pel diagrama rectangular de la dreta en el cas d'un soterrani. La càrrega uniforme actuant val:

$$q = \frac{2}{3} \cdot (\gamma \cdot H + s) \cdot K_0, \text{ on } K_0 = (1 - \sin \Phi)$$

2.4.3. Esforços

Amb el diagrama d'empentes de l'apartat anterior, els esforços que actuen sobre un mur de soterrani d'una sola planta són aquests:



Els esforços actuant són:

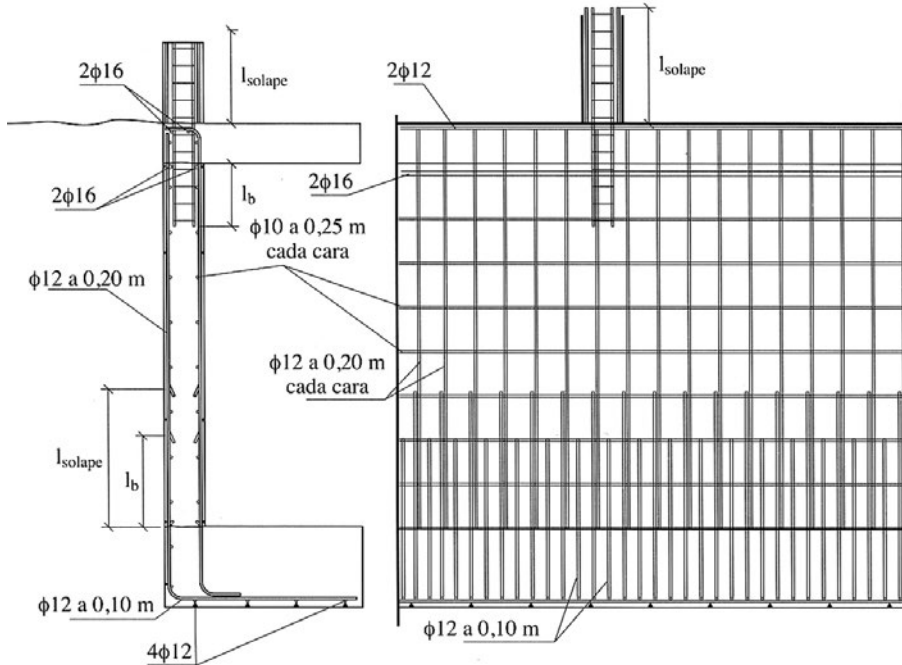
- A la base del mur (extradós): $M = \frac{1}{8} \cdot q \cdot H^2$; $R_A = \frac{5}{8} \cdot q \cdot H$
- A la cara vista (intradós): $M = \frac{9}{128} \cdot q \cdot H^2$
- A la coronació del mur: $M = 0$; $R_B = \frac{3}{8} \cdot q \cdot H$

Els murs suportats no necessiten ser comprovats al lliscament o a la bolcada, perquè per lliscar o bolcar haurien d'arrossegar l'edifici.



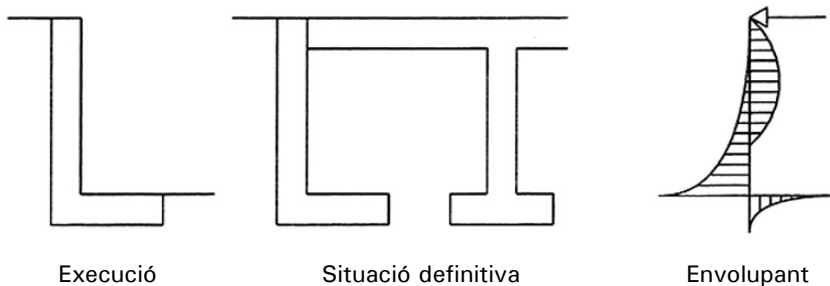
2.4.4. Detall d'armat

A continuació, s'exposa un detall d'armat orientatiu d'un mur de soterrani.



2.4.5. Altres consideracions constructives

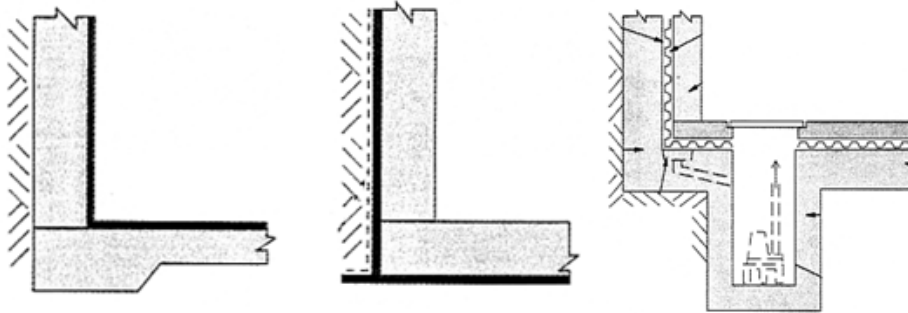
En el cas particular dels murs de soterrani, cal tenir en compte algunes consideracions addicionals.



Els murs de soterrani passen per una etapa inicial de construcció en què treballen a flexió en mènsula. Però, una vegada acabat el sostre de la planta que en fixa el coronament, el diagrama de moments canvia: apareix un moment en la cara vista (intradós). Cal armar per al diagrama envolupant.

2.4.6. Impermeabilització

Hi ha tres procediments bàsics per obtenir la impermeabilitat del mur de soterrani:



1. Amb una impermeabilització aplicada a la cara vista del mur (intradós)
2. A la cara exterior (de les terres: extradós)
3. Amb una cambra drenada (parcialment estanca)

2.4.7. Exemple de càlcul d'un mur de soterrani

Dades

1. Dades del sòl:

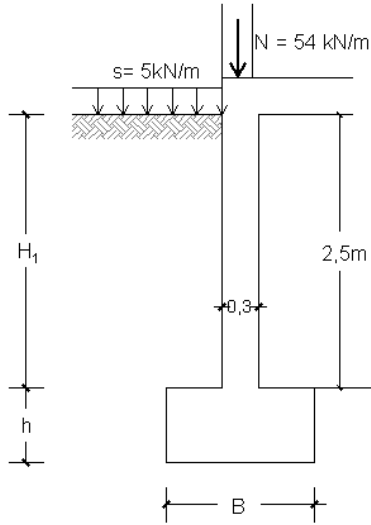
Densitat:	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
Angle de fregament intern del terreny:	$\phi = 30^\circ$
Cohesió:	$c = 0$
Tensió admissible del sòl:	$\sigma_a = 0,15 \cdot \text{N/mm}^2 = 150 \text{ kN/m}^2$

2. Dades del mur de soterrani:

Axial que actua al cap del mur:	$N = 54 \text{ kN/m}$
Amplada del mur:	$b = 30 \text{ cm}$
Altura lliure:	$H_1 = 250 \text{ cm}$
Formigó HA-25, acer B500S	

3. Altres dades:

- Superfície horitzontal del massís
- Sobrecàrrega que actua al massís: $s = 5 \text{ kN/m}$



En aquest càlcul simplificat, la càrrega vertical de 54 kN/m aplicada al cap del mur només es pren en consideració per calcular el fonament. Suposem també que aquesta càrrega inclou la càrrega del sostre del soterrani.

Predimensionament

Pes propi del mur: $P = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot (0,3 \text{ m} \cdot 2,5 \text{ m}) = 18,75 \text{ kN/m}$

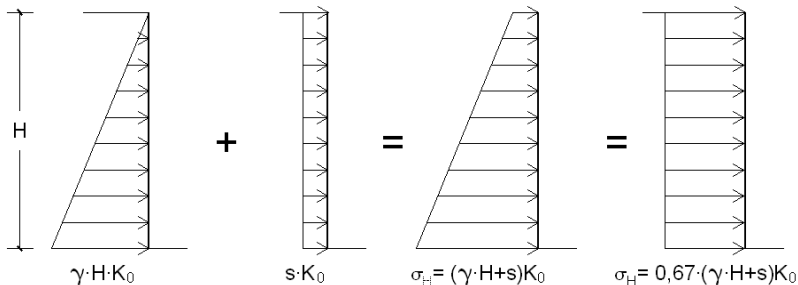
Base: $B = \frac{54 \text{ kN} + 18,75 \text{ kN}}{150 \text{ kN/m}^2} = 0,485 \text{ m} \rightarrow 0,485 \text{ m} \rightarrow$ Adoptem $B = 0,6 \text{ m}$

$h \cong \max\left(\frac{H_1}{10}, 60 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm}$

Càlcul de l'empenta unitària

Se suposa que el mur de soterrani està encastat al fonament i recolzat al sostre. En estar impedit el desplaçament del mur, l'empenta que hi actua és l'empenta en repòs.

Com que tenim un sol soterrani i la cohesió és $c = 0$, l'empenta en repòs unitària a la profunditat H val:



Podem substituir simplificadament la llei trapezoidal d'esforços pel diagrama rectangular de la dreta, en el cas d'un soterrani. La càrrega uniforme que hi actua val:

$$q = \frac{2}{3} \cdot (\gamma \cdot H + s) \cdot K_0, \quad \text{on} \quad K_0 = (1 - \sin \Phi)$$

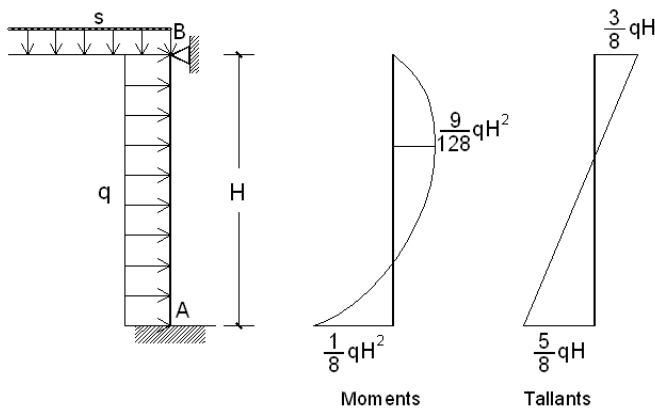
Per tant, tenim:

$$K_0 = (1 - \sin 30^\circ) = 0,5 \rightarrow q = \frac{2}{3} \cdot \left(18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 2,5 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} + 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) \cdot 0,5 = 16,67 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

En els murs de soterrani, no tenim en compte el cantell de la sabata, ja que en no comprovar el lliscament o la bolcada no és rellevant.

Esforços

Els esforços que actuen sobre el mur són:



Armat del mur

1. Extradós: armadura vertical

El moment flector majorat a la base del mur (M_d), considerant un coeficient parcial de seguretat per a les accions d'1,4, val:

$$M_d = 1,4 \cdot \frac{1}{8} \cdot 16,67 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (2,5 \text{ m})^2 = 18,23 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(Segons l'EHE, taula 15.2, el coeficient parcial de seguretat per a les accions és $\gamma_G = 1,35$ per a les permanents i $\gamma_Q = 1,50$ per a les variables;



aquí n'adoptem un valor intermedi aproximat.) L'armadura necessària, per a un acer B500S, és:

$$A_s = \frac{M_d \cdot \gamma_s}{0,8 \cdot h \cdot f_{yd}} = \frac{18,23 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \cdot 1,15}{0,8 \cdot 300 \text{ mm} \cdot 500 \text{ N/mm}^2} = 175 \text{ mm}^2 = 1,75 \text{ cm}^2$$

Cal comprovar-ne la quantia geomètrica mínima. Segons l'EHE, taula 42.3.5, la quantia geomètrica mínima de l'armadura vertical per a l'acer B500S és el 0,9‰ de la secció de formigó. Per a una llesca d'1 m d'amplada, serà:

$$A_{\min} = \frac{0,9 \cdot 300 \text{ mm} \cdot 1.000 \text{ mm}}{1.000} = 270 \text{ mm}^2 = 2,70 \text{ cm}^2$$

Aquesta quantia geomètrica mínima és la corresponent a la cara traccionada (extradós). A la cara comprimida (intradós), es recomana disposar per a l'armadura vertical una quantia geomètrica mínima del 30 % de l'armadura traccionada:

$$A_{\min} = 0,30 \cdot \frac{0,9 \cdot (30 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm})}{1.000} = 0,81 \text{ cm}^2$$

Comprovem també la quantia mecànica mínima per a seccions sotmeses a flexió simple o composta (EHE, art. 42.3.2):

$$\begin{aligned} A_{\min} &\geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot (1.000 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm}) \cdot \frac{2,5 / 1,5}{500 / 1,15} = \\ &= 460 \text{ mm}^2 = 4,60 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Per tant, per a l'armadura vertical de l'extradós necessitem:

$$\begin{aligned} A_s &= \max(1,75, 2,70, 4,60) = 4,60 \text{ cm}^2 \\ &\rightarrow 4\phi 12 \text{ per m.l.} \rightarrow \phi 12 \text{ a } 25 \text{ cm} \quad (4,52 \text{ cm}^2) \end{aligned}$$

Adoptem 4φ12, encara que quedem una mica per sota de l'armadura necessària.

2. Extradós: armadura horitzontal

D'acord amb l'EHE, taula 42.3.5, per a l'armadura horitzontal disposem la quantia geomètrica mínima del 3,2 ‰ (se suposa que no hi ha juntes de contracció), que repartim en les dues cares (intradós i extradós). A l'extradós, hi disposem 1/3 d'aquesta armadura:

$$A_{\min} = \frac{1}{3} \cdot \frac{3,2 \cdot (30 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm})}{1.000} = 3,2 \text{ cm}^2$$

→ 3φ12 per ml d'alçat → φ12 a 30 cm (3,76 cm²)

3. Intradós: armadura vertical

El moment flector majorat a l'intradós (M_d), considerant un coeficient parcial de seguretat per a les accions d'1,4, val:

$$M_d = 1,4 \cdot \frac{9}{128} \cdot 16,67 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (2,5 \text{ m})^2 = 10,26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

L'armadura necessària és:

$$A_s = \frac{M_d \cdot \gamma_s}{0,8 \cdot h \cdot f_{yd}} = \frac{10,26 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \cdot 1,15}{0,8 \cdot 300 \text{ mm} \cdot 500 \text{ N/mm}^2} = 98 \text{ mm}^2 = 0,98 \text{ cm}^2$$

D'altra banda, en calcular l'armadura vertical de l'extradós hem vist que és recomanable una armadura vertical mínima a l'intradós de 0,81 cm².

Comprovem la quantia geomètrica mínima:

$$A_{\min} = \frac{0,9 \cdot 300 \text{ mm} \cdot 1.000 \text{ mm}}{1.000} = 270 \text{ mm}^2 = 2,70 \text{ cm}^2$$

En comprovem també la quantia mecànica mínima:

$$\begin{aligned} A_{\min} &\geq 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot (1.000 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm}) \cdot \frac{2,5 / 1,5}{500 / 1,15} = \\ &= 460 \text{ mm}^2 = 4,60 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Per tant, per a l'armadura vertical de l'intradós necessitem:

$$A_s = \text{màx} (0,98, 0,81, 2,70, 4,60) = 4,60 \text{ cm}^2$$

→ 4φ12 per m. l. → φ12 a 25 cm (4,52 cm²)

4. Intradós: armadura horitzontal

Per a l'armadura horitzontal, hem considerat la quantia geomètrica mínima del 3,2 ‰, que repartim en les dues cares. A l'intradós, hi disposem els 2/3 restants:



$$A_{\min} = \frac{2}{3} \cdot \frac{3,2 \cdot (30 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm})}{1.000} = 6,4 \text{ cm}^2$$

→ 6φ12 per ml d'alçat → φ12 a 15 cm (7,53 cm²)

5. Comprovació de la resistència a tallant del mur

El tallant a la base del mur, aplicant-hi el coeficient parcial de seguretat per a les accions d'1,4, val:

$$V_d = 1,4 \cdot \left(\frac{5}{8} \cdot 16,67 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 2,5 \text{ m} \right) = 36,64 \text{ kN per ml}$$

Contribució del formigó (EHE, art. 44.2.3.2.2):

$$V_{U2} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cv})^{1/3} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

amb un valor mínim de:

$$V_{U2} = \left[\frac{0,075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} \right] \cdot b_0 \cdot d$$

Tenim: $\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} < 2$ ("d" en mm) → $\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{250}} = 1,89 < 2$

(suposem que d = 25 cm)

Àrea armadura longitudinal: 4φ12/m. l. → $A_{s1} = n \cdot (\pi \cdot r^2) = 4 \cdot (\pi \cdot 0,6^2) = 4,52 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_0 \cdot d} = \frac{4,52 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} \cdot 25 \text{ cm}} = 0,00181$$

Per altra part: $f_{cv} = f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$. Per tant, tenim:

$$\begin{aligned} V_{U2} &= \left(\frac{0,18}{1,5} \cdot 1,89 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,00181 \cdot 25} \right) \cdot 1.000 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm} = \\ &= 93.782 \text{ N} = 93,78 \text{ kN} \end{aligned}$$

amb un valor mínim de:

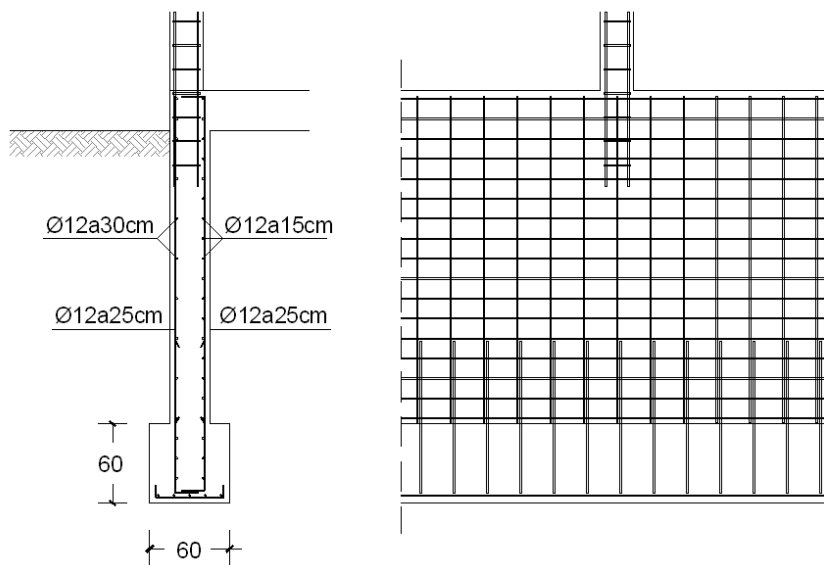
$$V_{U2} = \left(\frac{0,075}{1,5} \cdot \sqrt{1,89^3} \cdot \sqrt{25} \right) \cdot 1.000 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm} = 162.395 \text{ N} = 162,4 \text{ kN}$$

$$N = 162,4 \text{ kN}$$

Per a V_{u2} , adoptem el més gran dels dos valors: $V_{u2} = 162,4 \text{ kN}$

Com que $V_{u2} = 162,4 \text{ kN} \geq 36,46 \text{ kN}$, no és necessari armar a tallant. Si no complís el tallant, caldria augmentar el gruix del mur o bé la resistència del formigó.

Detall de l'armadura



No és necessari que l'armadura del pilar arribi fins a la sabata, perquè pot néixer sobre el mur.





Bibliografia

- CALAVERA, J. Muros de contención y muros de sótano. 3.^a ed. INTEMAC.
- **CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN**. Documento Básico SE-C. Seguridad estructural. Cimientos:
http://www.codigotecnico.org/cte/export/sites/default/web/galerias/archivos/CTE_Parte_2_DB_SE-C.pdf
- GONZÁLEZ CABALLERO, M. El terreno. Barcelona: Edicions UPC, 2001.
- MAÑÁ REIXACH, F. El gros de l'obra. Uns apunts de construcció. Barcelona: Edicions UPC, 2000.
- MAÑÁ REIXACH, F. Contención de tierras. Barcelona: La Gaya Ciencia, 1974.
- **MINISTERIO DE FOMENTO**, 2008: Instrucción de hormigón estructural:
http://www.fomento.es/MFOM/LANG_CASTELLANO/ORGANOS_COLEGIA DOS/CPH/instrucciones/EHE_es/
- **MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y URBANISMO**, 1979: Norma Tecnológica de la edificación NTE/CCM "Cimentaciones. Contenciones. Muros": <http://www.boe.es/boe/dias/1979/07/04/pdfs/A15229-15260.pdf>
- PÉREZ VALCÁRCEL, J. B. Excavaciones urbanas y estructuras de contención. Colegio de Arquitectos de Galicia, 2004.
- PORTALES PONS, A. Sota rasant. Aspectes teòrics i pràctica constructiva. Barcelona: Edicions UPC, 2009.