



UNIVERSITAT DE BARCELONA



Escola Tècnica Superior d'Enginyers  
de Camins, Canals i Ports de Barcelona

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

## TREBALL FI DE CARRERA

### Títol

**Recintos de tablestacas según Eurocódigo 3**

### Autor/a

**Arcadi Sanmartin Carrillo**

### Tutor/a

**Alfredo Arnedo Pena / Sebastià Olivella Pastalle**

### Departament

**Enginyeria del Terreny, Cartogràfica i Geofísica (ETCG)**

### Intensificació

**Obres i Coneixement del Terreny**

### Data

**21 d'octubre de 2009**



## AGRADECIMIENTOS

Primer de tot he d'agrair a la persona que més m'ha recolzat en aquests llargs onze mesos de nits sense dormir, d'absències i de paquets de drum, sense la qual potser hauria allargat (encara més) les entregues de les tesines i del projecte. A la meua petita preciositat moreneta, el meu àngel, mi constante, la persona que m'equilibra i em fa sentir que encara queda gent de veritat en aquest món, que m'omple d'esperança i em fa creure en la bondat, l'Annie. Sense tu tot això hauria estat molt més difícil i amb molt menys sentit. Sincerament, gràcies princesa. TMMCPDCRILMM...

En segundo lugar, a las personas que me animaron (casi me obligaron) a dejar el taller i empezar una carrera, lo que me llevó a cambiar irremediabilmente y para siempre (a mejor, sin desmerecer al gremio de mecánicos) lo que iba a hacer con mi vida. Gracias a mi madre, la gente que ha tenido la suerte de conocerla sabe que se merece un monumento (y me lo han recordado en infinidad de veces). Te agradezco tantas cosas que no se por dónde empezar, eres una persona verdaderamente extraordinaria, no dejes de ser así (sé que no lo harás). I gràcies a la Sílvia, per ser tan valenta com per voler fer-me canviar. Un petó.

Aquest tesina no és només meua, també dels tutors, i els haig d'agrair el temps que m'han dedicat. Gràcies a l'Alfredo Arnedo, del qual admiro la seva habilitat de convertir els meus insalvables problemes en solucions ridículament simples, problemàtica escandinava. No només m'ha ensenyat estructures (i el que et queda encara!) sinó que també m'ha ensenyat que "sous les pavés, le pavement portuaire, ou la plage, moi qu'est-ce que je sais" i que no existe salvación fuera de la iglesia católica, excepto los elementos finitos. Gràcies també al Sebastià Olivella, per haver tingut tanta paciència i saber donar-me "cancha".

Finalment agrair a tota la gent que he conegut a enginyeria geològica, els més, i als de camins, els no tants, per tants cops de mà d'última hora, tantes entregues de treballs, tantes fotocòpies d'apunts i tantes instàncies i matrícules en nom meu que heu hagut de fer... Bueno, ja us convidaré a unes birres més, vale? Menció especial d'ajut acadèmic i estones al bar a l'Esther Blanco i a Carlos Utrillo, nens, sou uns cracks. Em trec el barret, gràcies de veritat. Sabeu que formeu part de tot això (també). Gràcies als companys de pis de Jordi Girona, al Pep, l'Àngel i el Ion, per les estones al Versalles ("el món real?"), al Heaven i al puto karaoke, tots tenim un passat... Merci.

Com se sol dir "son todos los que están pero no están todos los que son", així que per no allargar més el tema (la tesina ja és prou llarga, estic segur que sabreu disculpar-me) doneu-vos per agraïts. "You know who you are!" ah, i també "stay brutal!". "Va por ustedes".

*"Would you tell me, please, which way I ought to go from here?"*

*"That depends a good deal on where you want to get to," said the Cat.*

*"I don't much care where—" said Alice.*

*"Then it doesn't matter which way you go," said the Cat.*

*"— so long as I get somenhere," Alice added as an explanation.*

*"Oh, you're sure to do that," said the Cat, "if you only walk long enough."*





## RESUMEN

Este trabajo que, como indica el título, pretende dar una visión del cálculo de tablestacados según la Normativa actual, centrándose principalmente en el Eurocódigo 3 parte 5. Se trata de una visión, con toda seguridad incompleta, de los métodos de cálculo de tablestacas, desde la determinación de las cargas y los empujes de tierras hasta la comprobación de los elementos de apoyo que forman este tipo de estructuras, pasando por los perfiles metálicos como unidad significativa.

Una primera parte más descriptiva engloba los capítulos primero y segundo. El trabajo comienza con un resumen de los orígenes y evolución de los Eurocódigos estructurales en general, centrándose luego en la parte 5 del Eurocódigo 3 en particular. A continuación en el capítulo segundo se explica la evolución de este tipo de estructuras con una introducción histórica no sólo de los usos sino también de los materiales. Este capítulo se termina con una relación descriptiva de los elementos que forman los tablestacados, los métodos y sistemas de instalación y las aplicaciones más relevantes atendiendo a su uso en el presente.

La segunda parte, hasta el capítulo cinco, entra ya en el terreno de los modelos de cálculo, empezando por los distintos tipos de materiales utilizados para la fabricación de los perfiles, dejando un lugar a los nuevos materiales como el PVC o el GFRP. Se sigue explicando las diferentes acciones a las que se ven sometidas estas estructuras y a la aproximación al cálculo manual de empujes y redistribuciones de presiones de tierras y sobrecargas. En el capítulo cinco se explican las bases de cálculo, los modelos tanto elástico como plástico, la interacción suelo-estructura y se hacen unas breves recomendaciones para el uso de los elementos finitos en el cálculo de tablestacas metálicas.

Los capítulos seis, siete, ocho y nueve son los que explican las comprobaciones en base al método de los Estados Límite Últimos y las consideraciones en cuanto a durabilidad. En cuanto a ELU se explican los modos de fallo del terreno y estructurales, el cálculo plástico de secciones y los requisitos de rotación en la tablestaca, acabando por abordar el tema de la flexión esviada u *oblique bending* en secciones U y sus factores reductores. Para el cálculo en ELS se dan los escasos criterios disponibles en la actualidad para el cálculo y comprobación frente a deformaciones de los tablestacados, asientos superficiales del terreno y también frente a vibraciones. Finalmente se explica en el capítulo ocho cómo se pueden dimensionar los elementos secundarios como pueden ser los anclajes, las vigas de reparto y sus conexiones y en el capítulo nueve los cálculos y las precauciones a tomar en cuenta para hacer frente a la durabilidad de los perfiles metálicos.

La última parte se refiere a las conclusiones y futuras líneas de trabajo. En ella se hace primero una valoración de los tablestacados desde el punto de vista del presente trabajo y seguidamente se incluyen unas indicaciones para futuras investigaciones entre los que merecen ser destacados los usos permanentes de tablestacas, el cálculo frente al fuego, tipos de anclaje poco convencionales o detalles constructivos poco habituales.



## ABSTRACT

This work, as stated in its title, intends to give a vision of steel sheet piling calculation according to the present Normative, focusing mainly in Eurocode 3 part 5. It is a vision, surely incomplete, of the calculation methods of sheet pile walls, from the loads determination and earth pressures to the verification of support elements that form this kind of structures, going through steel sections as significant unit.

A first and more descriptive part includes chapters one and two. The work begins with a summary of the structural Eurocodes origins and evolution in general, thereafter focusing on part 5 of Eurocode 3 in particular. Afterwards in chapter two the evolution of this type of structures is explained, with an historical introduction not only of the uses but also of the materials. This chapter is finished with a descriptive relation of the elements forming the sheet pile walls, the installation methods and systems and the more relevant applications according to its use nowadays.

The second part, until chapter five, deals with calculation models, beginning with the different types of material used in manufacturing of the piles, leaving a place to the new materials as PVC and GFRP. It goes on explaining the different actions to which are put under these structures and the approximation to manual earth pressure calculations and redistributions and surcharges. In chapter five the calculation basis are explained, the elastic and plastic models, the soil-structure interaction and a brief recommendations regarding the use of finite elements in steel sheet pile calculations.

Chapters six, seven, eight and nine are the ones explaining the verifications on the basis of Ultimate Limit States and considerations on durability. The ULSs explained involve structural and global failure modes, plastic calculation of cross sections and rotation requirements for the steel sheet pile, finishing with the approaching to the subject of oblique bending in U sections and its reduction factors. For the SLS calculation, the few available criteria nowadays for calculation and verification are given, regarding sheet pile wall deflection, surface settlements and vibrations. Finally it is explained in chapter eight how to design the secondary elements as they can be the anchors, walings and their connections, and in chapter nine the calculations and precautions to take into account to face the steel sheet piles durability.

The last part talks about conclusions and future lines of work. In first place an evaluation of steel sheet pilings is made, from the point of view of the present work, and next indications for future investigations are included, between which special mention has to be made to permanent uses of sheet pile walls, fire resistance, and less common anchor types and construction details.



# ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS	i
RESUMEN	iii
ABSTRACT	v
ÍNDICE	vii
LISTADO DE FIGURAS	xi
LISTADO DE TABLAS	xv
<b>1. INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES</b>	<b>1</b>
1.1. Objetivos y metodología	3
1.2. El proyecto de tablestacas y la importancia de los Eurocódigos	3
1.3. Estandarización europea, el programa Eurocódigos	4
1.4. Estado actual y ámbito de aplicación	7
1.5. Antecedentes históricos de EN-1993 parte 5	8
1.6. Breve resumen de contenidos de EN 1993 parte 5	9
<b>2. DESCRIPCIÓN Y EJECUCIÓN</b>	<b>11</b>
<b>2.1. Antecedentes históricos</b>	<b>13</b>
2.1.1. De la madera al acero (4000 a.C. – s. XIX)	13
2.1.2. La evolución de las secciones (s. XIX-XXI)	14
<b>2.2. Componentes básicos de un tablestacado</b>	<b>16</b>
2.2.1. Tablestacas metálicas	16
2.2.2. Vigas de reparto	18
2.2.3. Elementos de anclaje	21
2.2.4. Remates y vigas de borde	24
<b>2.3. Instalación</b>	<b>25</b>
2.3.1. Sistemas de hincado	25
2.3.2. Métodos de hinca	33
2.3.3. Accesorios al sistema de hincado	35
2.3.4. Medios de asistencia al hincado	38
<b>2.4. Aplicaciones</b>	<b>40</b>
2.4.1. Medios marinos y fluviales	40
2.4.2. Medioambientales	43
2.4.3. Civiles	44
<b>3. MATERIALES</b>	<b>47</b>
<b>3.1 Introducción</b>	<b>49</b>
<b>3.1 Acero laminado en caliente para perfiles</b>	<b>49</b>
<b>3.2 Acero conformado en frío para perfiles</b>	<b>50</b>
<b>3.3. Acero para elementos secundarios</b>	<b>50</b>
<b>3.4. Otros materiales usados en tablestacas</b>	<b>53</b>
<b>4. ACCIONES</b>	<b>57</b>
<b>4.1. Introducción</b>	<b>59</b>

<b>4.2. Empujes de tierras</b>	<b>59</b>
4.2.1. Conceptos previos	59
4.2.2. Cálculo del empuje activo	63
4.2.3. Cálculo del empuje pasivo	66
4.2.4. Cálculo del empuje al reposo	69
4.2.5. Situaciones de empuje intermedias	70
<b>4.3. Sobrecargas</b>	<b>70</b>
<b>4.4. Empujes del agua</b>	<b>73</b>
<b>4.5. Cargas adicionales</b>	<b>75</b>
<b>5. ANÁLISIS</b>	<b>77</b>
<b>5.1. Consideraciones previas</b>	<b>79</b>
<b>5.2. Distribuciones de presiones de tierras</b>	<b>80</b>
<b>5.3. Definición del modelo de cálculo</b>	<b>82</b>
5.3.1. Introducción	82
5.3.2. Apoyo en el pie y profundidad de clava	83
<b>5.4. Análisis considerando plasticidad de las secciones</b>	<b>88</b>
5.4.1. Introducción	88
5.4.2. Método de Blum	90
5.4.3. Método de Brinch Hansen	92
5.4.4. Método de Windels	94
5.4.5. Método de Weißenbach	96
<b>5.5. Modelos de interacción suelo-estructura</b>	<b>97</b>
<b>5.6. Uso de MEF para el diseño de tablestacados</b>	<b>101</b>
5.6.1. Posibilidades y limitaciones	101
5.6.2. Recomendaciones sobre el uso de MEF en geotecnia	101
<b>6. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO</b>	<b>103</b>
<b>6.1. Criterios para el cálculo del Estado Límite Último</b>	<b>105</b>
<b>6.2. Modos de fallo del terreno</b>	<b>105</b>
6.2.1. Estabilidad global	105
6.2.2. Rotación del tablestacado	106
6.2.3. Hundimiento	107
6.2.4. Fallo del fondo de la excavación	108
<b>6.3. Fallo estructural de los componentes del tablestacado</b>	<b>114</b>
6.3.1. Modos de fallo estructural	114
6.3.2. Resistencia de secciones	115
6.3.3. Clasificación de la sección	115
6.3.4. Sección efectiva para clase 4	118
6.3.5. Flexión y cortante	121
6.3.6. Flexión, cortante y esfuerzo axial	124
6.3.7. Pandeo por axial y flexión	126
6.3.8. Efectos locales de la presión de agua	130
6.3.9. Secciones planas	132
<b>6.4. Diseño plástico</b>	<b>137</b>
6.4.1. Comportamiento plástico de una tablestaca	137
6.4.2. Capacidad de rotación de la sección	139
6.4.3. Capacidad de rotación requerida en el tablestacado	140
<b>6.5. Flexión esviada y reducción de inercia en secciones U</b>	<b>142</b>
6.5.1. Teoría de la flexión esviada y la reducción de inercia	142

---

6.5.2. Factores que influyen en la flexión esviada y la reducción de inercia	145
6.5.3. Factores de reducción para la flexión esviada y la reducción de inercia	146
6.5.4. Discusión sobre la flexión esviada en la Normativa existente	149
<b>7. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO</b>	<b>151</b>
7.1. Introducción	153
7.2. Deformaciones en los tablestacados	154
7.2.1. Aspectos estructurales que influyen en la deformación	154
7.2.2. Requisitos para los puntos de fijación mecánica de las juntas	156
7.2.3. Estimación de las deformaciones del tablestacado	157
7.3. Deformaciones del terreno	158
7.3.1. Asientos superficiales asociados a los tablestacados	158
7.3.2. Sobre los métodos empíricos para la estimación de los asientos	160
7.3.3. Método de Peck	160
7.3.4. Método de Bowles	161
7.3.5. Método de Clough y O'Rourke	162
7.3.6. Método de Hsieh y Ou	164
7.3.7. Estimaciones numéricas de asentamientos	167
7.4. Vibraciones	167
7.4.1. Hinc y propagación de vibraciones en los tablestacados	167
7.4.2. Separaciones recomendadas a edificios próximos	170
<b>8. ANCLAJES, VIGAS DE REPARTO Y CONEXIONES</b>	<b>171</b>
8.1. Consideraciones generales	173
8.2. Anclajes	173
8.2.1. Aspectos básicos para el proyecto de los anclajes	173
8.2.2. Verificación del Estado Límite Último	175
8.2.3. Verificación del Estado Límite de Servicio	176
8.3. Vigas de reparto	177
8.4. Entrega de anclajes y vigas de reparto a las tablestacas	178
8.4.1. Fuerza introducida en el ala	179
8.4.2. Fuerza introducida en las almas	180
<b>9. DURABILIDAD</b>	<b>183</b>
9.1. Zonas de corrosión	185
9.2. Velocidades de corrosión y pérdida de espesor	186
9.3. Estrategias para aumentar la durabilidad	188
<b>10. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE TRABAJO</b>	<b>189</b>
10.1. Conclusiones	190
10.1. Futuras líneas de trabajo	191
<b>11. REFERENCIAS</b>	<b>195</b>





## LISTADO DE FIGURAS

<i>Figura 1:</i> Progreso de la publicación de cada Eurocódigo como Norma nacional.....	7
<i>Figura 2:</i> Recinto tablestacado según Vitruvio (De la Peña y Redondo).....	14
<i>Figura 3:</i> Construcción de un dique o muelle según Vitruvio (De la Peña y Redondo) .....	14
<i>Figura 4:</i> Perfil Larssen n° 1 ribeteado, de la bahía de Lünen (Alemania).....	15
<i>Figura 5:</i> Obreros trabajando en la bahía de Black Rock, 1908.....	15
<i>Figura 6:</i> Tipos de muros de tablestacas.....	17
<i>Figura 7:</i> Disposición interior/externa de la viga de reparto .....	18
<i>Figura 8:</i> Secciones transversales de vigas de reparto más comunes.....	18
<i>Figura 9:</i> Detalle de viga de reparto .....	19
<i>Figura 10:</i> Detalle de placas frontales en perfiles U y Z.....	19
<i>Figura 11:</i> Detalle de cubrejuntas .....	20
<i>Figura 12:</i> Cartelas de soporte de vigas de reparto .....	20
<i>Figura 13:</i> Detalle de uniones de barras de anclaje .....	21
<i>Figura 14:</i> Tipos de anclajes para muelles de tablestacas (sigue).....	22
<i>Figura 15:</i> Tipos de anclajes para muelles de tablestacas (continuación).....	23
<i>Figura 16:</i> Elementos de anclaje de tablestacas .....	24
<i>Figura 17:</i> Detalle de puntos de amarre en perfiles U .....	24
<i>Figura 18:</i> Antiguo martillo de vapor.....	26
<i>Figura 19:</i> Ciclo de un martillo diesel.....	27
<i>Figura 20:</i> Martillo de doble efecto en izado y descarga .....	28
<i>Figura 21:</i> Martillo vibratorio colgado de una grúa de oruga, junto al generador.....	28
<i>Figura 22:</i> Martillo vibratorio: Configuración de uso y elementos principales.....	29
<i>Figura 23:</i> Prensa de panel: Configuración de uso y elementos principales.....	30
<i>Figura 24:</i> Prensa de panel: Secuencia de hinca.....	30
<i>Figura 25:</i> Prensa del tipo japonés.....	31
<i>Figura 26:</i> Método de hinca “pitch & drive” .....	33
<i>Figura 27:</i> Secuencia del método de hinca por paneles .....	34
<i>Figura 28:</i> Guía inferior y poste de hinca (izquierda) y plantilla de pilotes guía (derecha)....	35
<i>Figura 29:</i> Sombreretes de hinca para perfiles Z y U, simples o dobles .....	36
<i>Figura 30:</i> Disposición del sombrerete de hinca y la sufridera.....	36
<i>Figura 31:</i> Pinza de izado colocada en la cabeza de la tablestaca.....	36
<i>Figura 32:</i> Operación de engarce manual y engarce automático.....	37
<i>Figura 33:</i> Puntazas metálicas de refuerzo para perfil H.....	37
<i>Figura 34:</i> Situación de los tubos de jetting y funcionamiento del inyector.....	38
<i>Figura 35:</i> Máquina de perforación helicoidal .....	39
<i>Figura 36:</i> Aplicaciones de tablestacas en puertos .....	40
<i>Figura 37:</i> Aplicaciones de tablestacas en ríos .....	41
<i>Figura 38:</i> Aplicaciones de tablestacas en estructuras fluviales.....	42
<i>Figura 39:</i> Aplicaciones de tablestacas en control de contaminantes.....	43
<i>Figura 40:</i> Aplicaciones de tablestacas en tratamiento de aguas .....	44
<i>Figura 41:</i> Aplicaciones de tablestacas en excavaciones.....	45
<i>Figura 42:</i> Aplicaciones de tablestacas en infraestructuras del transporte.....	46
<i>Figura 43:</i> Curvas comparativas esquemáticas de tensión-deformación de acero y PVC.....	53
<i>Figura 44:</i> Empuje hidrostático, presión vertical y empuje horizontal de tierras .....	59
<i>Figura 45:</i> Criterio de rotura de Mohr-Coulomb .....	60
<i>Figura 46:</i> Esquema del desarrollo del empuje activo .....	61
<i>Figura 47:</i> Esquema del desarrollo del empuje pasivo .....	61
<i>Figura 48:</i> Representación de Mohr de los estados de Rankine.....	61
<i>Figura 49:</i> Esquema de relación entre empuje y movimiento para relleno granular.....	62

Figura 50: Geometría del caso de empuje activo para un terreno homogéneo .....	64
Figura 51: Esquema de la teoría simplificada de plasticidad en pasivo .....	67
Figura 52: Coeficiente $K_{ph}$ para tablestacas verticales y terreno horizontal.....	68
Figura 53: Geometría del caso de empuje pasivo para un terreno homogéneo .....	68
Figura 54: Efecto de las sobrecargas en los empujes activos .....	71
Figura 55: Efecto de las sobrecargas lineales en los empujes activos.....	72
Figura 56: Efecto de las sobrecargas concentradas en los empujes activos .....	72
Figura 57: Esquema para la consideración de sobrecargas horizontales .....	73
Figura 58: Ejemplo de red clásica de filtración.....	74
Figura 59: Movimientos del tablestacado para la obtención de leyes lineales de presiones..	80
Figura 60: Distribución de empuje activo según movimientos del muro.....	80
Figura 61: Redistribución de presiones de tierras en tablestacados con un solo anclaje.....	81
Figura 62: Redistribución de presiones de tierras en tablestacados anclados y excavados ...	82
Figura 63: Redistribución de presiones de tierras en tablestacados anclados y rellenados ...	82
Figura 64: Ejemplos de empujes activos y pasivos para soporte libre o fijo.....	84
Figura 65: Idealización del sistema según el método del soporte fijo de Blum.....	85
Figura 66: Deformaciones y esfuerzos para apoyo libre, parcial o totalmente empotrado..	86
Figura 67: Estados tensionales en la tablestaca durante la excavación.....	88
Figura 68: Diseño con rótulas plásticas en el tablestacado .....	90
Figura 69: Ejemplos de figuras de rotura según el movimiento del muro .....	93
Figura 70: Estados de fallo de un muro liso con una fila de anclajes.....	94
Figura 71: Esquema para una tablestaca apuntalada según Windels .....	95
Figura 72: Comportamiento tensional de secciones en I.....	95
Figura 73: Tablestacado arriostrado según Weißenbach.....	96
Figura 74: Requisitos estructurales para secciones en I y tablestacas según Weißenbach....	97
Figura 75: Esquema adoptado en el cálculo usando el módulo de balasto .....	98
Figura 76: Resultados de un cálculo usando MEF.....	99
Figura 77: Ejemplos de situaciones límite de estabilidad global .....	106
Figura 78: Ejemplos de fallo por rotación de tablestacados empotrados en el terreno .....	107
Figura 79: Ejemplo de fallo vertical de un tablestacado empotrado .....	108
Figura 80: Esquema de cálculo frente al hundimiento vertical .....	108
Figura 81: Valor del factor de capacidad portante según la geometría de la excavación.....	110
Figura 82: Factores de capacidad portante $N_c$ , $N_q$ y $N_\gamma$ .....	112
Figura 83: Esquema de cálculo frente al hundimiento vertical .....	114
Figura 84: Ejemplos de rotura estructural de tablestacados .....	114
Figura 85: Comportamiento a flexión de la sección según su clase.....	116
Figura 86: Idealización de la junta para considerarla como rigidizador .....	118
Figura 87: Definición del área a cortante.....	122
Figura 88: Fijación mecánica de las juntas.....	124
Figura 89: Determinación de la longitud de pandeo para soporte libre .....	127
Figura 90: Determinación de la longitud de pandeo para soporte fijo .....	127
Figura 91: Determinación de la fuerza suplementaria $F_{Q,Ed}$ .....	130
Figura 92: Dimensiones comunes de perfiles planos .....	132
Figura 93: Ataguía celular formada con perfiles planos .....	133
Figura 94: Tablestaca soldada de unión .....	134
Figura 95: Geometría de celda circular y arco de conexión alineados .....	136
Figura 96: Tablestaca de unión en T atornillada con placa de respaldo .....	136
Figura 97: Resistencia de la tablestaca en un ensayo a flexión .....	138
Figura 98: Ángulo de rotación plástica $\phi_{Cd}$ para distintos niveles de $M_{pl,Rd}$ .....	139
Figura 99: Ejemplo de la determinación del ángulo total de rotación $\phi_{rot,Ed}$ .....	140
Figura 100: Notación para la determinación de $\phi_{rot,Ed}$ mediante desplazamientos.....	141

<i>Figura 101:</i> Rotación de los ejes principales en tablestacas doble U.....	142
<i>Figura 102:</i> Ejes de inercia para diferentes sistemas de secciones U.....	143
<i>Figura 103:</i> Geometría de los perfiles U hincados en la práctica.....	144
<i>Figura 104:</i> Espaciado de los puntos de solidarización dobles .....	157
<i>Figura 105:</i> Relación $H_c$ - $\delta_{bm}$ según Ou [88].....	158
<i>Figura 106:</i> Respuesta de los edificios y el suelo a las deformaciones verticales y laterales	159
<i>Figura 107:</i> Etapas del desarrollo del empuje en el trasdós .....	160
<i>Figura 108:</i> Asientos superficiales observados por Peck .....	160
<i>Figura 109:</i> Método de Bowles para estimación de asientos .....	162
<i>Figura 110:</i> Curvas de estimación del movimiento lateral .....	163
<i>Figura 111:</i> Perfiles para la estimación del asiento superficial.....	164
<i>Figura 112:</i> Perfiles del asiento superficial según Hsieh y Ou [93].....	165
<i>Figura 113:</i> Áreas para el cálculo de asientos según Hsieh y Ou [93] .....	166
<i>Figura 114:</i> Relación $\delta_{vm}$ - $\delta_{bm}$ según Hsieh y Ou [93] .....	166
<i>Figura 115:</i> Propagación de las vibraciones en un semiespacio elástico .....	168
<i>Figura 116:</i> Esquema de separaciones a edificios para vibraciones.....	170
<i>Figura 117:</i> Colocación del anclaje .....	174
<i>Figura 118:</i> Desarrollo de la resistencia en suelos cohesivos .....	174
<i>Figura 119:</i> Ejemplos de anclajes con posibilidad de rotación.....	176
<i>Figura 120:</i> Ejemplo de viga de reparto en el trasdós .....	178
<i>Figura 121:</i> Ejemplos de anclaje sin viga de reparto.....	178
<i>Figura 122:</i> Ejemplo de viga de reparto en el intradós.....	179
<i>Figura 123:</i> Notación de las dimensiones de la placa de reparto .....	179
<i>Figura 124:</i> Longitud de apoyo rígido para diferentes cargas.....	182
<i>Figura 125:</i> Ejemplo de distribución de zonas de corrosión .....	185



## LISTADO DE TABLAS

<i>Tabla 1:</i> Evolución de los tipos de tablestacas en el tiempo .....	16
<i>Tabla 2:</i> Juntas y secciones especiales comerciales .....	17
<i>Tabla 3:</i> Adecuación de sistemas de hincado en suelos principalmente no cohesivos.....	32
<i>Tabla 4:</i> Adecuación de sistemas de hincado en suelos cohesivos.....	32
<i>Tabla 5:</i> Características del acero según EN 10248-1 .....	49
<i>Tabla 6:</i> Equivalencias entre EN 10248-1 y estándares internacionales.....	49
<i>Tabla 7:</i> Características del acero para perfiles conformados en frío.....	50
<i>Tabla 8:</i> Características del acero para perfiles tubulares.....	50
<i>Tabla 9:</i> Características del acero para vigas y puntales .....	51
<i>Tabla 10:</i> Características del acero para tornillos .....	51
<i>Tabla 11:</i> Valores de $T_{27J}$ para de tenacidad a la fractura.....	52
<i>Tabla 12:</i> Características del acero S 275 vs. PVC para tablestacas.....	53
<i>Tabla 13:</i> Características del acero S 275 vs. GRFP para tablestacas.....	54
<i>Tabla 14:</i> Características del acero S 275 vs. aluminio para tablestacas.....	55
<i>Tabla 15:</i> Valores típicos de la rotación $x/H$ necesaria para movilizar el empuje .....	62
<i>Tabla 16:</i> Valores máximos de $\delta$ en función del ángulo de rozamiento del terreno, $\phi$ .....	63
<i>Tabla 17:</i> Valores de $K_{ab}$ según Blum.....	65
<i>Tabla 18:</i> Redistribución de presiones de tierras según el movimiento del tablestacado.....	81
<i>Tabla 19:</i> Valor estimado de la clava en función del tipo de suelo .....	83
<i>Tabla 20:</i> Factor $\alpha$ de aumento de clava en función de la sobrepresión hidráulica .....	87
<i>Tabla 21:</i> Resultados de cálculo plástico por tipo de soporte según Blum .....	91
<i>Tabla 22:</i> Resultados de cálculo plástico por tipo de soporte según Brinch Hansen .....	94
<i>Tabla 23:</i> Combinaciones de modelos del terreno y estructurales en tablestacas .....	100
<i>Tabla 24:</i> Tipos de fallo del fondo de la excavación .....	109
<i>Tabla 25:</i> Métodos de capacidad portante para levantamiento de fondo (1).....	110
<i>Tabla 26:</i> Métodos de capacidad portante para levantamiento de fondo (2).....	111
<i>Tabla 27:</i> Valores del factor de forma $f$ para el cálculo de $N_{cd}$ .....	112
<i>Tabla 28:</i> Método de equilibrio de momentos para levantamiento de fondo.....	113
<i>Tabla 29:</i> Valor de los factores parciales $\gamma_{M0}$ , $\gamma_{M1}$ y $\gamma_{M2}$ que deben aplicarse a la resistencia	115
<i>Tabla 30:</i> Clasificación de la sección transversal.....	117
<i>Tabla 31:</i> Clasificación de la sección transversal con resistencia plástica parcial .....	118
<i>Tabla 32:</i> Ancho efectivo para paneles interiores de clase 4 .....	119
<i>Tabla 33:</i> Ancho efectivo para paneles de clase 4 con un borde libre .....	119
<i>Tabla 34:</i> Resistencia a pandeo por cortante $f_{bv}$ .....	123
<i>Tabla 35:</i> Factores de reducción $\rho_p$ para tablestacas Z por presión diferencial de agua.....	131
<i>Tabla 36:</i> Factores de reducción $\rho_p$ para espesor de placa por presión diferencial de agua	132
<i>Tabla 37:</i> Características mecánicas de perfiles PU 8 simples y dobles .....	142
<i>Tabla 38:</i> Propiedades mecánicas del tablestacado continuo, simple, doble U o triple U..	143
<i>Tabla 39:</i> Factores de reducción $\beta_B$ y $\beta_D$ según CUR 166 [85] .....	147
<i>Tabla 40:</i> Factores de reducción $\beta_B$ y $\beta_D$ para tablestacas doble U según Kort [6].....	149
<i>Tabla 41:</i> Valores máximos velocidad de vibración según [96] .....	169
<i>Tabla 42:</i> Valores del factor C según [23] .....	169
<i>Tabla 43:</i> Valor recomendado para la pérdida de espesor de tablestacas en suelos .....	187
<i>Tabla 44:</i> Valor recomendado para la pérdida de espesor de tablestacas en agua .....	187



## **1. INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES**





## 1.1. Objetivos y metodología

Este trabajo, como indica el título, pretende dar una visión del cálculo de tablestacas desde el punto de vista de la Normativa Europea centrándose en el Eurocódigo 3 “Diseño de estructuras metálicas” y el Eurocódigo 7 “Proyecto geotécnico”.

El objetivo principal es el de reunir en un documento la información más relevante en lo referente a cálculo de tablestacas metálicas, desde la caracterización de acciones, los tipos de análisis que se pueden llevar a cabo para abordar el problema geotécnico (desde aproximaciones empíricas hasta el uso de elementos finitos), los cálculos necesarios en Estado Límite Último o de Servicio y las comprobaciones en cuanto a anclajes y durabilidad.

Se muestran los resultados de la investigación realizada sobre los antecedentes históricos de los usos y la evolución de los tablestacados, con el fin de dar una perspectiva más completa sobre el tema. Por otro lado se explican los últimos medios de instalación o los nuevos materiales utilizados recientemente, con lo que se completa, a juicio del autor, una visión no exhaustiva, pero tampoco sesgada, de la evolución pasada y por llegar de este tipo de estructuras, lo cual puede considerarse el objetivo secundario de la tesina.

Finalmente, y como objetivo desde un punto de vista global, se da una visión del cálculo de tablestacados como estructura *metálica de contención de tierras*, es decir, por una parte se explica el cálculo desde la perspectiva de las secciones metálicas, y por otra se hace un resumen de los métodos de cálculo desde la perspectiva de la geotecnia, realizando un esfuerzo de síntesis de ambos temas considerable.

## 1.2. El proyecto de tablestacas y la importancia de los Eurocódigos

Los Eurocódigos Estructurales sin duda tienen un papel muy relevante dentro de la armonización de normas y la consecución de un mercado único real dentro de la Unión Europea por diversos motivos:

Primero, porque con los Eurocódigos se ha conseguido dotar a los estados miembros de unas herramientas para realizar proyectos de obras que pretenden acabar con la disparidad de criterios en este campo de peso económico tan importante.

Segundo, para los suministradores de productos de construcción, resultan relevantes pues incorporan vínculos entre los Eurocódigos y las especificaciones técnicas armonizadas (EN y DITE) de productos, por lo que la definición de las características y especificaciones que se han determinado en las normas particulares, se ven incorporadas y reconocidas al convertirse en bases del cálculo de los proyectos.

Tercero y quizás la razón más importante para los que nos dedicamos al mundo de la ingeniería y más concretamente al cálculo de estructuras, porque por primera vez

disponemos de un conjunto de normas que engloba prácticamente cualquier sistema y tipología estructural, relacionadas y referenciadas perfectamente entre ellas para su uso y consulta. A modo de ejemplo, si intentamos enumerar todos los Eurocódigos a utilizar en un proyecto de tablestacas probablemente nos sorprenderá la cantidad de ellos que se citan en EN 1993-5. Aunque podemos prever fácilmente que para el cálculo de un tablestacado además de dicha norma EN 1993-5 se requiere la aplicación de la norma general de estructuras de acero (EN 1993-1-1) las normas de bases de cálculo (EN 1990), las normas acciones sobre estructuras (EN 1991) y las normas generales de geotecnia (EN 1997-1), de hecho en un proyecto de tablestacas, y así se hace mención dentro de EN 1993-5, también aplican las normas siguientes:

- EN 1992 y EN 1994 en el caso de pilotes rellenos de hormigón.
- EN 1993-1-2 en el caso de cálculo frente al fuego.
- EN 1993-1-3 para el cálculo de la resistencia a cortante considerando abolladura.
- EN 1993-1-5 para cartelas como placas planas cargadas en plano, frente a pandeo.
- EN 1993-1-6 si en proyecto existen pilotes tubulares de sección de clase 4.
- EN 1993-1-8 necesaria para el cálculo de las uniones.
- EN 1993-1-9 si la estructura está sometida a fatiga.
- EN 1993-1-10 para la selección del grado adecuado del acero a utilizar.
- EN 1993-1-11 en el caso de utilizar anclajes formados por cables de acero.
- EN 1998 si la estructura se encuentra en zona sísmica.
- EN 1090 para contemplar los aspectos referentes a la ejecución.

Queda pues bien patente la importancia de la existencia de Normas Europeas que cubran y relacionen todos los aspectos estructurales implicados en un proyecto y no sólo una de las partes, cometido cumplido por el conjunto de los Eurocódigos.

### **1.3. Estandarización europea, el programa Eurocódigos**

Desde la firma del primer tratado comunitario europeo el 18 de abril de 1951 en París fundando la ECSC (European Coal and Steel Community, uno de los precursores de la Unión Europea), se estableció claramente que uno de los objetivos que había que conseguir era un mercado único en el sector de la construcción. Tuvieron que pasar casi 40 años hasta que dicho objetivo se materializara en un hecho concreto, la aprobación de la Directiva de Productos de la Construcción (89/106/CEE) y las 93/37/CEE, 92/50/CEE y 89/440/CEE sobre Obras Públicas y Servicios. Fue entonces cuando de manera práctica y real se inició la eliminación de las barreras técnicas que dificultan la comercialización de los productos de construcción entre los estados miembros.

Sin embargo, era quizás para los proyectos de construcción para los que dicho mercado único no prosperaba debido a las normas y reglamentos dispares de un estado a otro, que deben cumplirse según el país en que la obra en cuestión se vaya a realizar. Probablemente esta situación fue el motivo que estimuló a la Comisión Europea a promulgar los mandatos correspondientes a CEN (Comité Europeo para la Estandarización) para que se elaboraran los Eurocódigos.

La tarea de elaboración de unas Normas Europeas arranca en 1975 cuando la Comisión de la Comunidad Europea, en base al artículo 95 de su Tratado Constitutivo de 1957, crea unas comisiones formadas por expertos representantes de los distintos estados miembros de la Unión con el fin de crear unas reglas técnicas armonizadas para el diseño de los trabajos de construcción. Estas reglas en una primera etapa servirían como alternativa a las reglas nacionales en los estados miembros y, en última instancia, las reemplazaría.

Se vino trabajando en su preparación hasta 1989, año en que la Comisión y los Estados miembros de la UE y EFTA (Asociación Europea de Libre Comercio) decidieron, sobre la base de un acuerdo entre la Comisión y CEN, transferir la preparación y la publicación de los Eurocódigos al CEN a través de una serie de Mandatos, donde el Comité Técnico CEN/TC250 “Eurocódigos Estructurales” se encargaría de desarrollar y respaldar las normas con el fin de proporcionarles una status futuro de Estándar europeo (EE). Se tomó la decisión de que todos ellos, antes de alcanzar el estatus de normas europeas, pasaran la fase de experimentales durante tres años al menos.

Desde mediados del 2007 están disponibles todas las partes del Eurocódigo y su plena implantación en la UE y los estados miembros de la EFTA está programada para el 2010. Cerca de 5000 páginas organizadas en 58 partes están siendo implementadas en todos los Estados Miembros mientras surgen detalles y correcciones tanto lingüísticas como técnicas, así como incoherencias entre las partes y los estándares de productos. El último paso pendiente es reemplazar las normas nacionales, consiguiendo alcanzar el final del largo camino iniciado hace más de 30 años y poniendo a prueba la esperada armonización a la espera de ver si, como se había previsto, se eliminan las fronteras también en el campo de los proyectos de construcción.

El programa Eurocódigos estructurales está compuesto de los siguientes estándares, que normalmente incluyen un número determinado de partes:

EN 1990	Eurocódigo 0: Bases de cálculo de estructuras
EN 1991	Eurocódigo 1: Acciones sobre estructuras
EN 1992	Eurocódigo 2: Diseño de estructuras de hormigón
<b>EN 1993</b>	<b>Eurocódigo 3: Diseño de estructuras de acero</b>
EN 1994	Eurocódigo 4: Diseño de estructuras compuestas de acero y hormigón
EN 1995	Eurocódigo 5: Diseño de estructuras de madera
EN 1996	Eurocódigo 6: Diseño de estructuras de mampostería
<b>EN 1997</b>	<b>Eurocódigo 7: Diseño geotécnico</b>
EN 1998	Eurocódigo 8: Diseño de estructuras para resistencia a terremotos
EN 1999	Eurocódigo 9: Diseño de estructuras de aluminio

Concretamente, el Eurocódigo 3 consta de las siguientes partes, entre las cuales se incluye la parte 5 sobre pilotes y tablestacas:

**EN 1993-1-1. Reglas generales y reglas para edificios**

EN 1993-1-2. Estructuras expuestas al fuego

EN 1993-1-3. Perfiles y chapas de paredes delgadas conformadas en frío

EN 1993-1-4. Aceros inoxidable

EN 1993-1-5. Placas planas cargadas en plano

EN 1993-1-6. Láminas

EN 1993-1-7. Placas planas cargadas transversalmente

EN 1993-1-8. Uniones

EN 1993-1-9. Fatiga

EN 1993-1-10. Tenacidad de fractura y resistencia transversal

EN 1993-1-11. Cables y tirantes

EN 1993-1-12. Reglas adicionales para la aplicación de la norma EN 1993 hasta aceros de grado S 700

EN 1993-2. Puentes de acero

EN 1993-3-1. Torres y mástiles

EN 1993-3-2. Chimeneas

EN 1993-4-1. Silos

EN 1993-4-2. Depósitos

EN 1993-4-3. Conducciones

**EN 1993-5. Pilotes y tablestacas**

EN 1993-6. Vigas carril

En cuanto al uso concreto de EN 1993-5, además de los Eurocódigos pertinentes, esta parte se ha de usar junto con las Normas:

EN 10002 Materiales metálicos. Ensayos de tracción.

EN 10027 Sistemas de designación de aceros.

EN 10210 Perfiles huecos para construcción, acabados en caliente, de acero no aleado y de grano fino.

EN 10219 Perfiles huecos para construcción soldados, conformados en frío de acero no aleado y de grano fino.

EN 10248 Tablestacas de acero no aleado laminadas en caliente.

EN 10249 Tablestacas de acero no aleado conformadas en frío.

EN 1536 Ejecución de trabajos especiales de geotecnia. Pilotes perforados.

EN 1537 Ejecución de trabajos especiales de geotecnia. Anclajes.

EN 12063 Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Tablestacas.

EN 12699 Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Pilotes de desplazamiento.

EN 14199 Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Micropilotes.

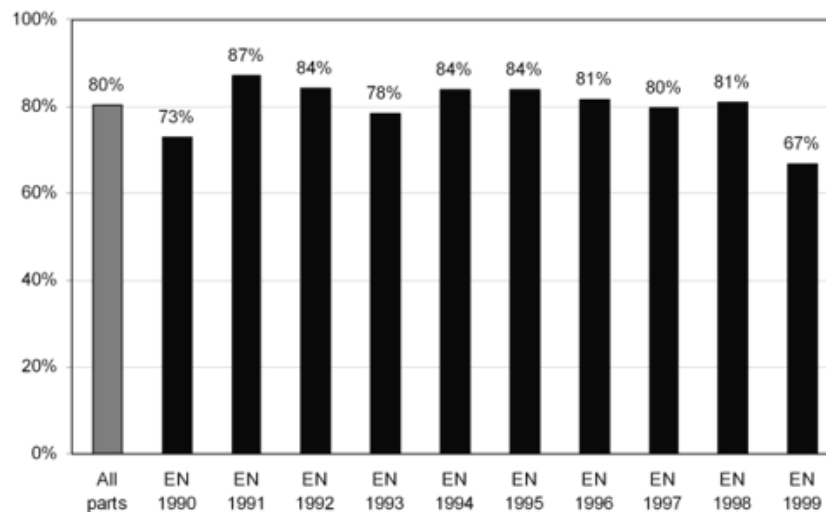
EN 10045 Materiales metálicos. Ensayo de flexión por choque con probeta Charpy

EN 1090-2 Ejecución de estructuras de acero y estructuras de aluminio, Parte 2: Requisitos técnicos para estructuras de acero.

## 1.4. Estado actual y ámbito de aplicación

Hace ya más de un año que los Eurocódigos han finalizado su proceso de desarrollo, dejando paso al de implementación nacional. Se realizó un análisis del progreso de ésta implementación basado en información facilitada por los miembros de los grupos de seguimiento nacional (AEN/CTN140 de AENOR en España). La situación a fecha de 15 de enero de 2009 es la siguiente [1]:

- El 80% de todas las partes ha sido publicada como Norma nacional.
- El 59% de todas las partes han sido traducidas a los idiomas nacionales.
- Los Anexos Nacionales han sido publicados para el 26% de las partes.
- Los Anexos Nacionales están disponibles en inglés para el 13% de las partes.
- La adaptación de las regulaciones nacionales sobre edificios, donde necesitaran permitir el uso de Eurocódigos, se espera esté completa a finales de 2011.



**Figura 1: Progreso de la publicación de cada Eurocódigo como Norma nacional**

Los Estados miembros de la UE han expresado su opinión y su apoyo al programa mediante el respaldo del Guidance Paper L [2] donde se explica el ámbito de aplicación y el uso de los Eurocódigos. Éstos proveen a los Estados miembros con métodos comunes de diseño, expresados en forma de Estándares Europeos, los cuales se prevé sean usados como documentos de referencia para diferentes objetivos:

- Como medio de demostrar conformidad de los trabajos de obras y edificios con los requisitos esenciales de la Directiva del Consejo 89/106/EEC, particularmente en el Requisito esencial N° 1 – Resistencia mecánica y estabilidad - y el Requisito esencial N° 2 - Seguridad en caso de incendio.
- Como base para especificar contratos para los trabajos de construcción y servicios de ingeniería relacionados;
- Como marco para la redacción inicial de las especificaciones técnicas armonizadas para productos de construcción (de EN y ETA)

Para su definitiva aplicación, debe tenerse muy en cuenta lo establecido en la Guía L del Comité Permanente de la Directiva de Productos de la Construcción que, claramente, establece un periodo de calibración en el que durante un máximo de dos años a partir de la fecha de disponibilidad de la norma, cada Estado miembro deberá adoptar sus disposiciones de forma que, al finalizar dicho periodo, cada norma como parte del Eurocódigo sea de plena aplicación en el país.

Es importante destacar que existe una estrecha relación entre los Eurocódigos y las normas europeas de productos y materiales, pues aquellos se establecen sobre la base de utilizar en el cálculo las características de éstos y se requiere que estas normas también estén disponibles.

### **1.5. Antecedentes históricos de EN-1993 parte 5**

Durante más de un siglo, las tablestacas de acero se han aplicado por todo el mundo como estructuras de retención de tierras para las excavaciones y muelles portuarios. Tradicionalmente, el cálculo de estos elementos se ha tratado conservadoramente, tanto desde el punto de vista de las acciones y los modelos de interacción suelo-estructura como desde el punto de vista estructural de inestabilidad local y resistencia de secciones.

En los últimos años, la introducción de los métodos de elementos finitos en los ordenadores personales, que cuentan ya con la capacidad suficiente para efectuar cálculos precisos con consumos de tiempo aceptables, ha permitido avanzar en el cálculo de las solicitaciones sobre este tipo de estructuras. Sin embargo, la clasificación de secciones y el cálculo plástico, en contraste con las estructuras metálicas convencionales y aunque no se traten de conceptos novedosos, no se han empezado a aplicar a la ingeniería geotécnica en general y a los muros de tablestacas de acero en particular hasta hace relativamente poco. Otro aspecto poco estudiado y a menudo relegado a segundo plano es el de la flexión esviada en tablestacas dobles en U, debida a la rotación de los ejes principales de inercia, y que depende totalmente de la fricción en las juntas. Todos estos temas se tratan en la parte 5 del Eurocódigo 3.

A principios de la década de 1990, cuando la norma por aquel entonces experimental ENV 1993-5 se encontraba en fase de desarrollo, existían pocos conocimientos sobre los cuales pudieran basarse las normas de aplicación de resistencia estructural de tablestacas metálicas. Esta descoordinación se hizo particularmente patente con respecto a la resistencia de secciones en plastificación completa y las capacidades de deformación plástica de las tablestacas metálicas. En el año 1993, la desaparecida asociación TESP (Technical European Sheet Piling Association), la cual comprendía las empresas PROFIL ARBED (Luxemburgo), KRUPP HOESCH (Alemania) y CORUS (Reino Unido), llegó a la conclusión que la competitividad de las tablestacas metálicas frente a otros materiales de construcción podía ser mejorada, iniciando una investigación sobre el comportamiento estructural plástico de los perfiles usados en tablestacas metálicas [3]. En base al éxito de este proyecto, PROFIL ARBED, KRUPP HOESCH y CORUS iniciaron un proyecto del ECSC [4] con el título Desarrollo de Normas Europeas Unificadas para Tablestacas

Metálicas e Introducción en la Parte 5 del Eurocódigo 3. Dicho proyecto de investigación se puede subdividir en dos partes principales.

En la primera parte fueron formuladas las reglas de diseño y de aplicación en base a más de 20 pruebas experimentales a gran escala y a más de 80 simulaciones numéricas sobre varios tipos de tablestacas metálicas [5]. Estas reglas de diseño y de aplicación forman la base de la norma experimental en ENV 1993-5.

En la segunda parte se llevó a cabo una investigación sobre la interacción suelo-estructura con el fin de desarrollar un método adecuado para la determinación de la capacidad de rotación necesaria en las tablestacas para los casos típicos de diseño. Se realizó un estudio paramétrico [6] de la capacidad de rotación de tablestacados con uno o con dos apuntalamientos, intentando encontrar medidas para optimizar y economizar en el diseño. El resultado fueron cuatro métodos presentes en ENV 1993-5, capaces de determinar la capacidad de rotación necesaria a satisfacer por el perfil.

Finalmente en 1997 y tras superar la fase experimental fue publicada la parte 5 del Eurocódigo 3 para el diseño de pilotes y tablestacas de acero. En ella se recogen los avances de los últimos años en el estudio del comportamiento estructural de las tablestacas metálicas, como la aplicación de criterios plásticos en el cálculo de resistencia de secciones, el permitir rótulas plásticas en el diseño de las tablestacas metálicas, y tomar en consideración la reducción de resistencia estructural y de rigidez de las secciones U dobles debida a la flexión esviada. Se espera que en el momento en el que los Eurocódigos entren plenamente en vigencia en toda Europa éstos avances sean aplicados cotidianamente en el proyecto de tablestacas metálicas.

## **1.6. Breve resumen de contenidos de EN 1993 parte 5**

La Norma Europea EN 1993-5 ofrece reglas de diseño para las tablestacas y pilotes de acero para complementar las reglas genéricas de EN 1993-1 y se elaboró para utilizarse con los Eurocódigos EN 1990: Bases del Cálculo Estructural, EN 1991: Acciones en las estructuras y la Parte 1 de La Norma Europea EN 1997: Proyecto geotécnico, por lo que los temas que ya están tratados en esos documentos no se repiten en la parte 5 de la Norma Europea EN 1993.

La estructura de EN 1993-5 se divide en capítulos donde previamente a entrar en las especificaciones de cálculo, presenta los capítulos dedicados a Antecedentes, Estatus, y Campo de aplicación general de los Eurocódigos, las normas nacionales de aplicación de los Eurocódigos y Vínculos entre los Eurocódigos y las especificaciones técnicas armonizadas (EN y DITE) de productos. Estos capítulos permiten que cualquiera que consulte el documento, tenga información del programa completo de Eurocódigos y lo sitúe adecuadamente en cuanto a su valor y trascendencia.

Cabe destacar por su importancia el capítulo de Referencias dedicado a las normas para consulta y que enumera todas aquellas normas de producto en las que se basan los valores

de cálculo establecidos en la norma. Esto demuestra la estrecha relación existente entre los Eurocódigos y las normas de producto. Sin éstas, el conjunto no es armónico y unos necesitan de los otros para un correcto proyecto.

Asimismo se incluyen otros dos capítulos previos pero ya particulares, que son la Información específica y el Anexo Nacional. Este aspecto del Anexo Nacional tiene una destacada importancia a la hora de su aplicación en un determinado territorio.

A continuación de estas introducciones, se entra ya en el detalle de describir y desgranar las características y especificaciones de cálculo responsabilidad de la parte 5, que consta de:

- Bases de diseño, donde se explican los criterios de Estado Límite Último y de Servicio, se hace mención al Eurocódigo aplicable en cuanto a parámetros del terreno y se dan opciones en cuanto al análisis y a la caracterización de las acciones.
- Propiedades de los materiales que se pueden utilizar para los diferentes elementos.
- Durabilidad de los tablestacados desde el punto de vista de la corrosión.
- ELU, donde se explican la clasificación de secciones, el cálculo para las diferentes sollicitaciones, el tratamiento de la presión de agua y el de los diferentes elementos que componen el tablestacado.
- ELS, donde se dan las bases para la comprobación de este Estado Límite.
- Anclajes, vigas de reparto y conectores, para el cálculo de estos elementos.
- Ejecución, donde se resumen las Normas aplicables.

Se incluyen los anexos A y B sobre diseño y ensayo de tablestacas de pared delgada, que se han preparado para complementar las provisiones de la Norma Europea EN 1993-1-3 para las tablestacas de acero de clase 4, el anexo C que proporciona directrices sobre el diseño plástico de estructuras de contención de tablestacas de acero y el anexo D que ofrece un posible conjunto de reglas de proyecto para los elementos principales de las paredes combinadas.



## **2. DESCRIPCIÓN Y EJECUCIÓN**



## 2.1. Antecedentes históricos

Las tablestacas han sido utilizadas desde hace mucho más tiempo del que se puede suponer. De hecho, los orígenes de las tablestacas pueden ser encontrados en épocas tan remotas como en las del inicio del sedentarismo masivo, ligado al hecho de necesitar un lugar donde el agua, el alimento y un medio de transporte fueran fácilmente accesibles. Para cumplir tales requisitos, en los enclaves escogidos a tal efecto debían solaparse los recursos de varios ecosistemas mayores, por ejemplo en la desembocadura de un río, en ambientes lacustres a lo largo de la costa o en confluencias fluviales. En tales ambientes, surgió el pilotaje como medio para aislar las construcciones de la humedad del suelo o las avenidas periódicas, así como para la construcción de puentes o muelles para facilitar los movimientos.

La evolución lógica de un pilote de madera es una hilera de ellos, es decir, una tablestaca de madera, que no tardó en aparecer. Evidentemente la evolución de estos primeros asentamientos ha borrado los trazos de las incipientes muestras de ingeniería, sin embargo algunos yacimientos arqueológicos han arrojado algunos datos también sobre éste tema.

### 2.1.1. De la madera al acero (4000 a.C. – s. XIX)

Los primeros usos de tablestacas y pilotes de madera los describe Fleming [7] y se remontan hasta los 4000 años de antigüedad para pilotes y alrededor de 2000 años refiriéndonos a las tablestacas:

- Líbano, 2600 a.C. Se inicia la exportación de los cedros del Líbano a Egipto, grandes navegantes y constructores pero sin maderas adecuadas en sus tierras. Los cedros se utilizaron para la construcción de tablestacas que fueron usadas en la construcción de pozos profundos y en pilotes portuarios. La demanda fue tan grande que prácticamente los extingue.
- Lago Ginebra, 2000 a.C. Se utilizaron pilotes para la construcción de zonas elevadas en zonas húmedas: orillas de lagos.
- Lough Drumkeery (Irlanda), 2000 a.C. Se usaron 30.000 pilotes y tablestacados primitivos antiguos de madera de roble hincados hasta los 3 m de profundidad.
- Robenhausen (Suiza). 100.000 pilotes fueron encontrados bajo un depósito de terreno de 2000 años de antigüedad.
- Los fenicios (1200-333 a.C.) usaban pilotes para las construcciones portuarias. Los constructores de barcos empezaron a construir pantallas formadas por hileras de pilotes o tablestacas.
- 25 a.C. Vitrubio, en su tratado De Architectura (V-13), describe técnicas constructivas para la ejecución de tablestacas como estructuras de retención de aguas para la construcción de pilas de puentes o para diques (figuras 2 y 3 [8]).

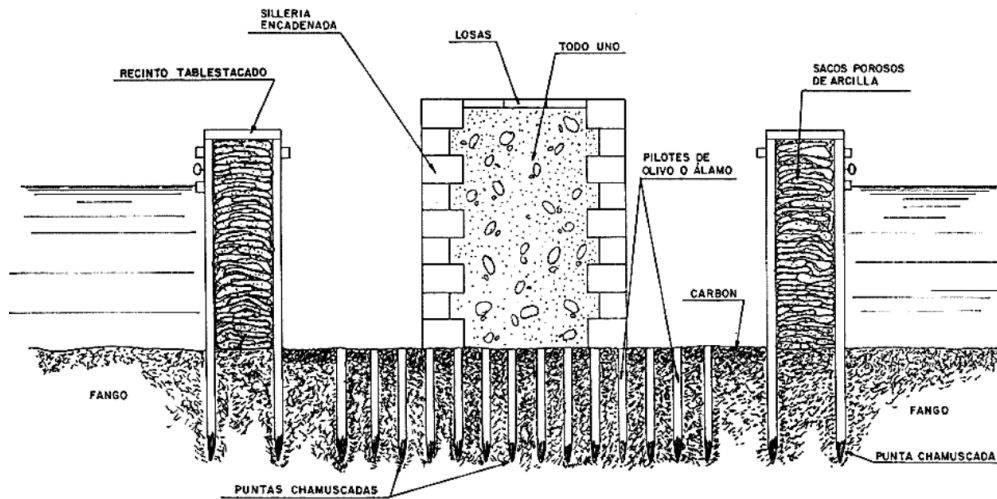


Figura 2: Recinto tablestacado según Vitruvio (De la Peña y Redondo)

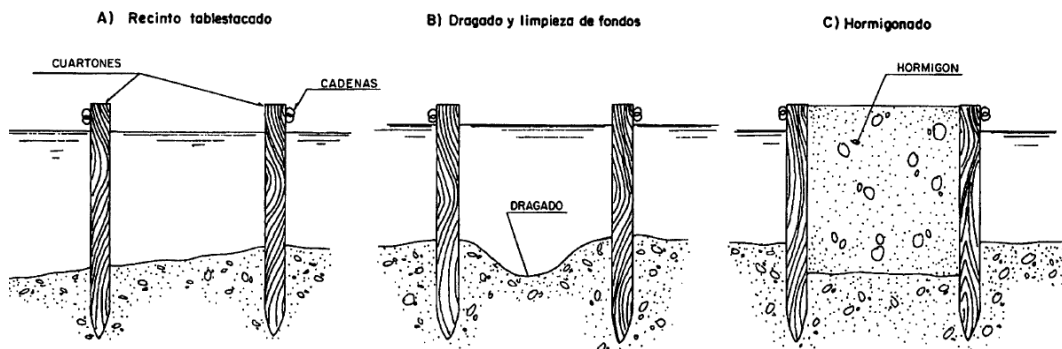


Figura 3: Construcción de un dique o muelle según Vitruvio (De la Peña y Redondo)

La hincas se hacía mediante un simple trípode que permitía la caída de un peso que golpeaba el pilote.

### 2.1.2. La evolución de las secciones (s. XIX-XXI)

La evolución de los tablestacados no sufrió grandes cambios hasta el siglo XIX, cuando se introdujo el acero como material para fabricar pilotes tubulares en 1830.

En cuanto a la maquinaria, fue a principios de este siglo cuando empieza a usarse en Inglaterra la máquina de vapor para levantar las mazas. También durante este siglo aparecen otras técnicas basadas en la máquina de vapor (percusión directa) o con máquinas de aire comprimido e incluso con pólvora.

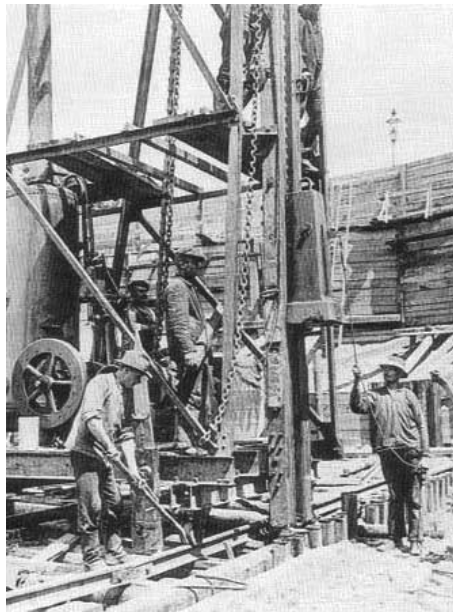
A las puertas del siglo XX, las tablestacas que históricamente se habían hecho de madera, pasaron a ser de hierro colado, aunque las secciones utilizadas eran planas y su uso se hallaba restringido a estructuras de gravedad en forma de membranas celulares. La era de las tablestacas de acero empezó con la introducción de las nuevas técnicas de laminación del acero a principios del siglo XX.

En el año 1902, Tryggve Larssen, Ingeniero Jefe de la Ciudad de Bremen en Alemania, desarrolló la primera tablestaca metálica, la cual era una sección en U con juntas ribeteadas. La nueva geometría supuso un cambio radical en el modo de trabajo del elemento, que dejó de ser una sección plana esencialmente a tracción a ser un elemento principalmente a flexión. En la figura 4 se muestra un tramo de la sección U original de Larssen formada por varios perfiles unidos por ribetes, extraída tras 81 años en servicio.



**Figura 4:** Perfil Larssen n° 1 ribeteado, de la bahía de Lünen (Alemania)

En 1908 se llevó a cabo el primer gran proyecto de construcción con tablestacas metálicas en la bahía Black Rock en Connecticut (figura 5). El proyecto usó 6.600 toneladas de perfiles planos fabricados en Pensilvania.



**Figura 5:** Obreros trabajando en la bahía de Black Rock, 1908

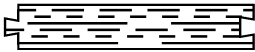
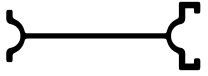





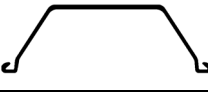

En 1914 se modificó el perfil ribeteado Larssen aplicando juntas laminadas en ambos lados de la sección U, las cuales aún se usan en todo el mundo como la sección de tablestaca metálica más popular.

A pesar de que la sección U fue una gran innovación, la expansión de las aplicaciones de las tablestacas metálicas planteó nuevas dudas. Tras décadas de uso, se empezó a reconocer una preocupación estructural potencial en referencia a la posición de la junta, situada sobre el eje neutro de la sección. Este punto comprometía las propiedades físicas de

la sección, las cuales dependían en gran medida de la capacidad de la junta para transmitir esfuerzos, lo cual fue probado mediante investigaciones y ensayos.

En 1912 se había desarrollado una tablestaca con sección Z, donde las juntas se situaban simétricamente a ambos lados del eje neutro, enmendando los posibles problemas de las secciones U, aunque su uso no se extendió hasta principios de la década de 1930. Sin embargo, hoy en día las secciones U siguen en uso, tomando cuando es necesario la precaución de soldar o fijar mediante puntos de prensado las juntas asegurando que se alcanzarán las propiedades mecánicas requeridas.

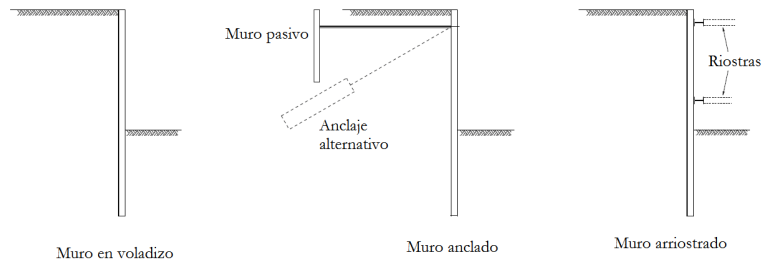
**Tabla 1:** Evolución de los tipos de tablestacas en el tiempo

Época/año de aparición	Sección
Hasta finales del siglo XIX	
Finales del siglo XIX	
1902	
1911	
1912	
1926	
1948	
1978	
1990	

## 2.2. Componentes básicos de un tablestacado

### 2.2.1. Tablestacas metálicas

Los perfiles metálicos que alineados forman la parte resistente principal de la estructura son las tablestacas metálicas. Una tablestaca metálica es un elemento estructural de acero, alargado, con su sección plana o en forma de U o de Z y provista unas juntas en los laterales que permiten engarzar una tablestaca con la siguiente, formando una pared de tablestacas o tablestacado. Los tablestacados pueden ser en voladizo, anclados o apuntalados, o pueden ser circulares formando una ataguía celular. En el caso de presentar medios de anclaje, éstos se montan normalmente en vigas de reparto. Algunos tipos se pueden ver esquematizados en la figura 6 [9].



**Figura 6:** Tipos de muros de tablestacas

Las tablestacas metálicas pueden engarzarse entre ellas en un ángulo máximo de 5° por lo que existen juntas secciones especiales para la formación de esquinas así como de pilotes de carga. Las juntas y las secciones más usuales para tablestacas U y Z así como las secciones T para tablestacas planas se muestran en la tabla 2.

**Tabla 2:** Juntas y secciones especiales comerciales

Juntas de esquina	
Secciones planas	
Secciones Z	
Secciones U	

### 2.2.2. Vigas de reparto

Las vigas de reparto transmiten los esfuerzos de las tablestacas metálicas a los anclajes, actuando simultáneamente como elemento de alineación y de rigidización del tablestacado. Se pueden colocar en la parte interior del tablestacado o por el exterior tal y como se muestra en la figura 7 [10]:

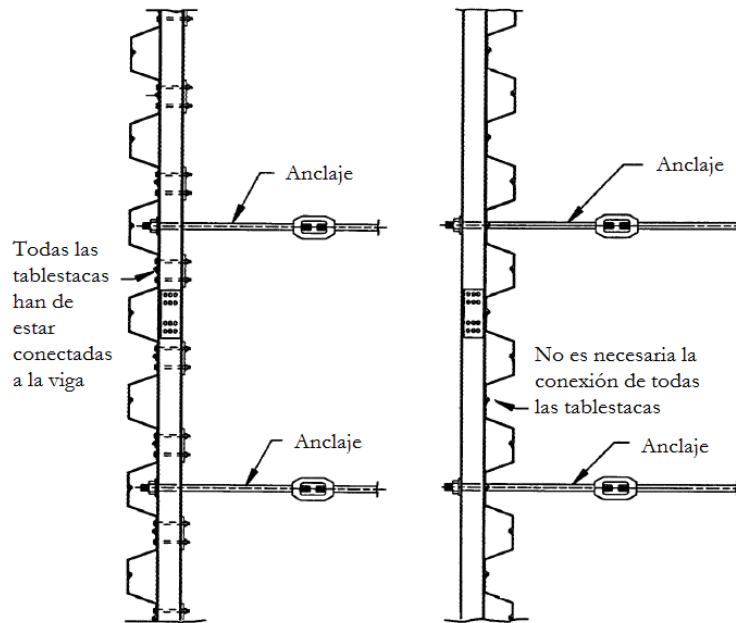


Figura 7. Disposición interior/exterior de la viga de reparto

Las secciones más usadas como vigas de reparto son las formadas por perfiles de secciones en U separados por espaciadores, permitiendo su fijación al tablestacado mediante tornillos y minimizando de este modo los problemas de montaje.

Se pueden usar otras variaciones de secciones para vigas de reparto, como un par de secciones en I o una combinación de viga metálica de remate con sección en I. Las disposiciones más usuales se muestran en la figura 8.

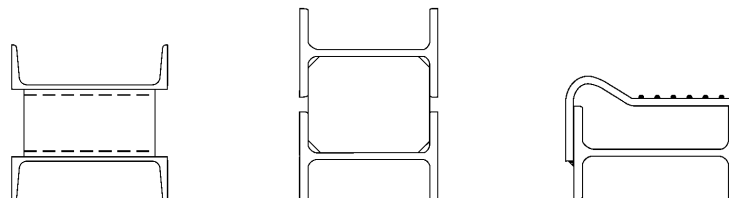


Figura 8: Secciones transversales de vigas de reparto más comunes

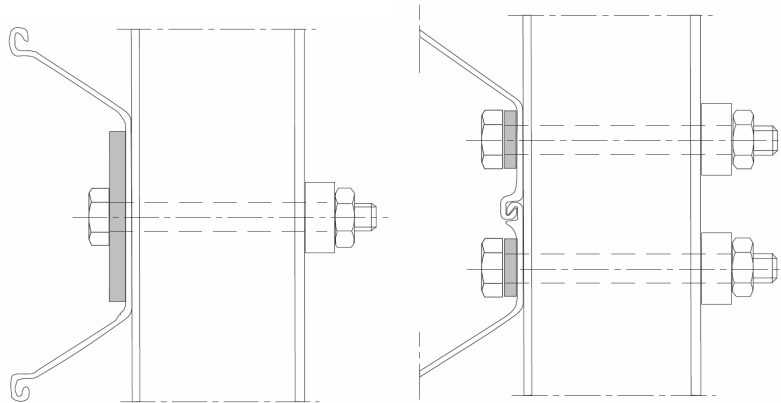
Los tornillos de fijación necesarios se colocan en los respectivos ejes neutros de la sección compuesta, evitando introducir esfuerzos de torsión en las vigas derivados de la excentricidad de los anclajes.





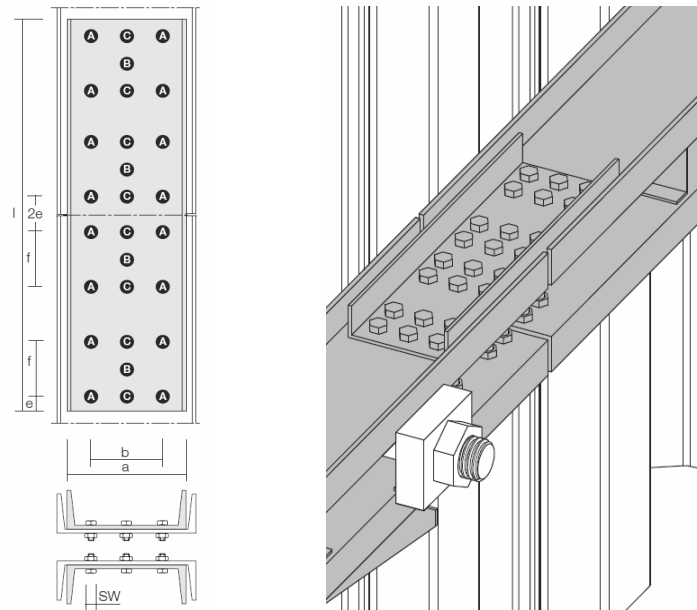
**Figura 9:** Detalle de viga de reparto

En cada lado de la sujeción se disponen placas para repartir las tensiones de contacto de la unión y para evitar el fallo por punzonamiento de la tablestaca. En perfiles U se coloca una sola pieza en el alma, del 80% el ancho de dicha alma, como norma general. En perfiles Z, debido a la posición de las juntas se colocan dos placas con dos tornillos, una a cada lado de la junta para evitar excentricidades.



**Figura 10:** Detalle de placas frontales en perfiles U y Z

Para lograr continuidad entre las vigas de reparto se utilizan normalmente empalmes con cubrejuntas simple en el alma, por lo que se deben colocar en puntos donde los esfuerzos sean principalmente a axil. Los cubrejuntas pueden estar formados por una chapa o por perfiles UPN, siendo ésta la solución más habitual. Si los esfuerzos son grandes se puede montar un cubrejuntas adicional para lograr una unión donde los tornillos trabajen a doble cortadura, o incluso conseguir una unión completa de los perfiles de la viga de reparto uniendo también las alas.



**Figura 11:** Detalle de cubrejuntas

Bajo las vigas de reparto se pueden montar cartelas de soporte, la función principal de las cuales es la de transmitir las cargas sobre las vigas de reparto, como las componentes verticales de los tiros de los anclajes y de los empujes de tierras y el peso propio de los elementos, vía soldaduras a la tablestaca metálica.

Las disposiciones más utilizadas son las cartelas de chapas de 10 a 15 mm de espesor, aunque otras soluciones como perfiles en I o en U también son posibles.



**Figura 12:** Cartelas de soporte de vigas de reparto

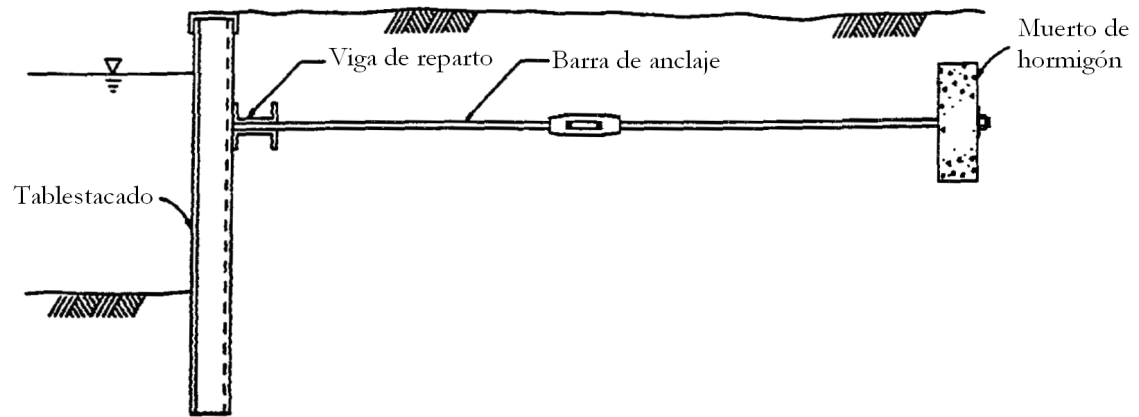
### 2.2.3. Elementos de anclaje

Los anclajes están formados esencialmente por barras de acero de sección circular, minimizando la superficie expuesta a la corrosión. Las barras trabajan a tracción, aunque pueden sufrir algo de flexión localmente, por lo que se pueden instalar asientos esféricos y rótulas que permiten el giro en uno o dos ejes. Para conseguir la longitud necesaria pueden extenderse mediante manguitos roscados. Los extremos roscados son sobremedida, evitando tanto la pérdida de sección por la formación de rosca como las concentraciones de tensiones en las uniones y consiguiendo así una deformación longitudinal más uniforme. Como curiosidad, pese a que en ingeniería las unidades métricas prevalecen, en las barras de anclaje se usan las imperiales, debido a que el paso de rosca usado no es el métrico, sino el Whitworth, ya que, sobre todo en grandes diámetros, se ve menos afectado por el barro, presencia muy habitual en este tipo de estructuras [10].

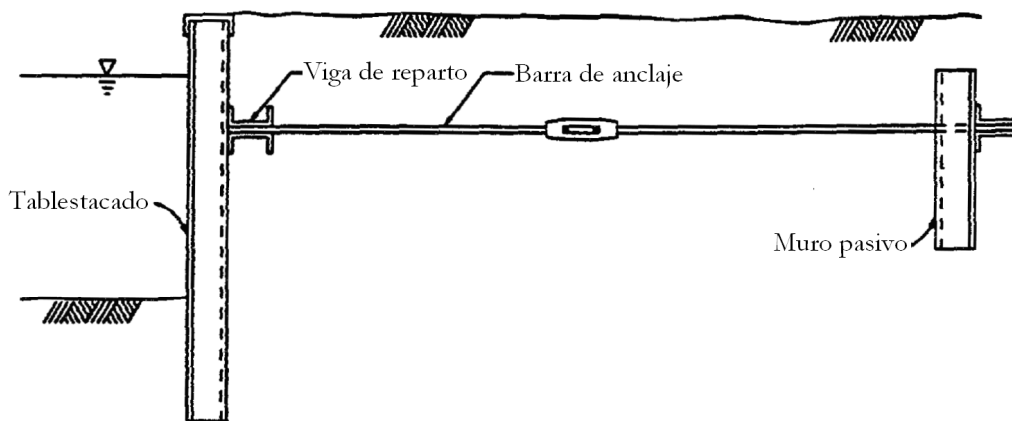


*Figura 13.* Detalle de uniones de barras de anclaje

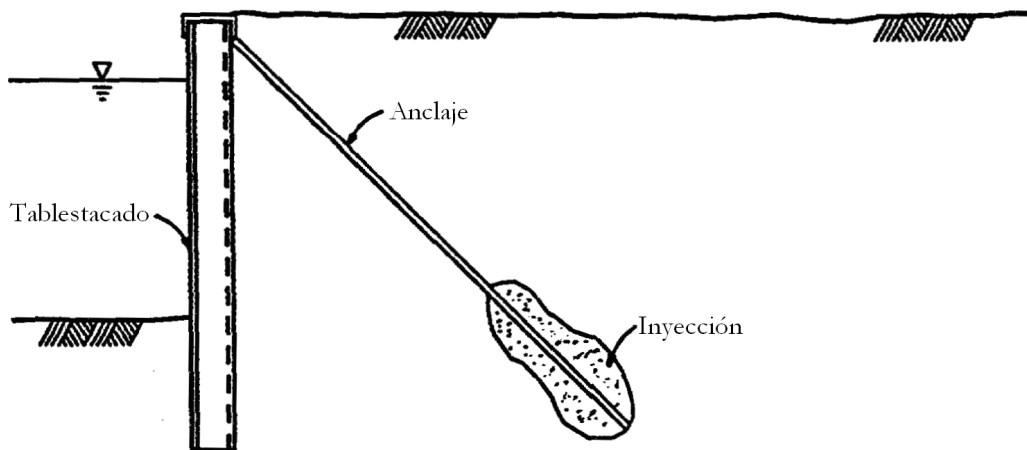
Las barras anclan normalmente en bloques de hormigón también llamados “muertos”, en muros pasivos de tablestacas enterradas movilizándolo en éste caso más terreno si se necesita una cuña pasiva mayor, o en paredes de tablestacas paralelas mediante atirantados. El muerto o la placa pueden estar simplemente apoyados en el terreno o cimentados sobre pilotes, proporcionando mayor capacidad de reacción y permitiendo acortar la longitud del anclaje. En la figura 14 se muestran las tipologías básicas de anclajes para muelles de tablestacas [11].



a) Anclaje con muerto de hormigón

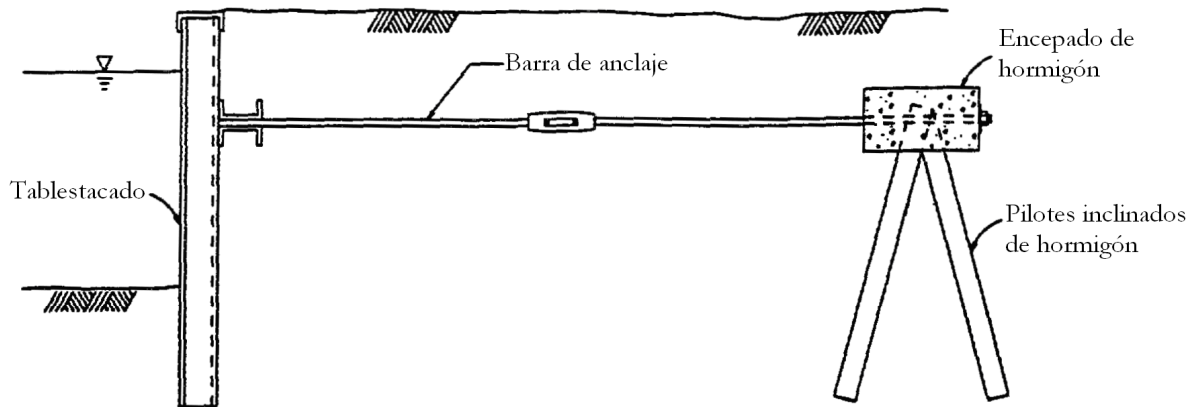


b) Anclaje a muro pasivo

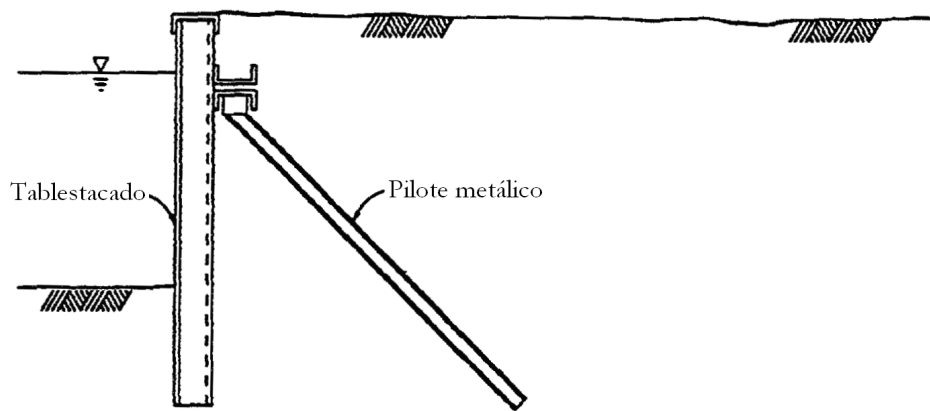


c) Anclaje con inyección

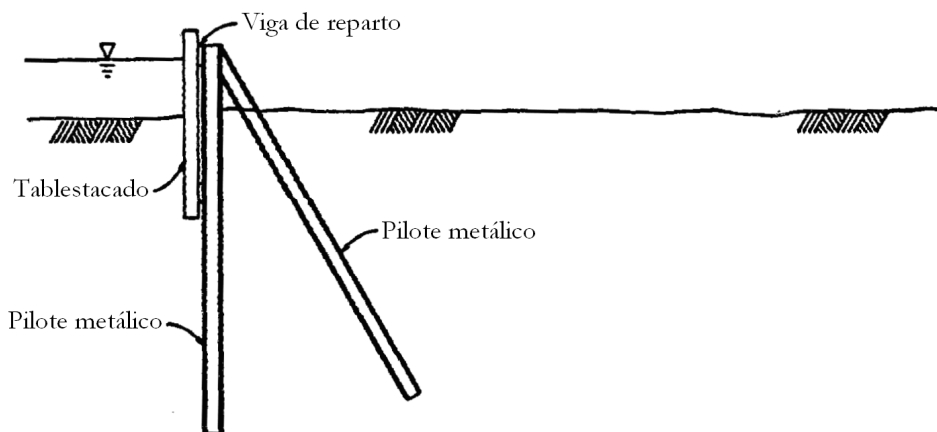
Figura 14: Tipos de anclajes para muelles de tablestacas (sigue)



d) Anclaje mediante pilotes inclinados de hormigón



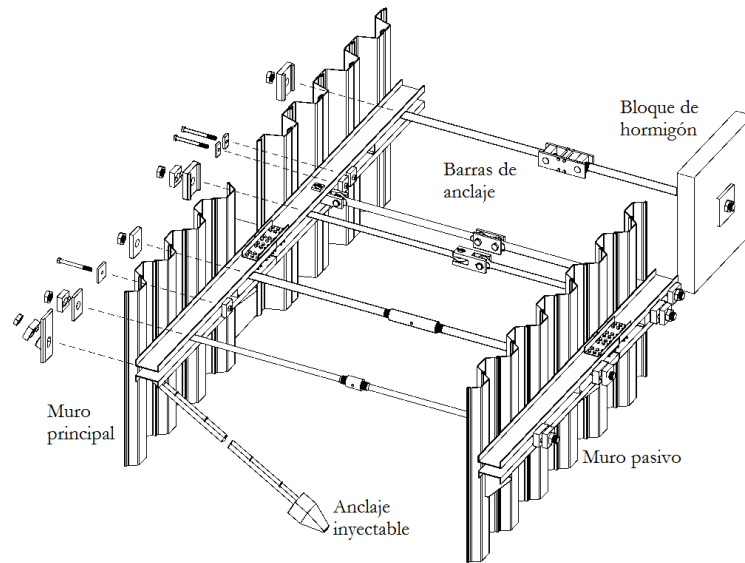
e) Anclaje con pilotes metálicos (a tracción)



f) Anclaje con pilotes metálicos (a compresión)

Figura 15: Tipos de anclajes para muelles de tablestacas (continuación)

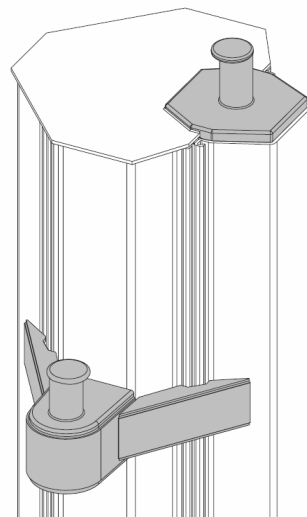
Los anclajes también pueden entregar la carga por fricción directamente en el terreno, siendo en éste caso del tipo inyectable con lechada de cemento, para mejorar la capacidad del terreno para soportar tracciones (figura 16) [10].



*Figura 16:* Elementos de anclaje de tablestacas

#### 2.2.4. Remates y vigas de borde

Los extremos superiores de las tablestacas generalmente se unen mediante una viga de borde de hormigón armado o un remate metálico. Se añaden con el fin de asegurar un reparto más o menos uniforme de los esfuerzos a lo largo del plano del tablestacado. Los remates pueden tener fines estéticos o cumplir funciones específicas como servir de puntos de atraque para embarcaciones en el caso de muelles de tablestacas o duques de alba (figura 17) [10].



*Figura 17:* Detalle de puntos de amarre en perfiles U

## 2.3. Instalación

### 2.3.1. Sistemas de hincado

La elección de un sistema de hinca adecuado es de importancia vital para poder asegurar una instalación de tablestacas segura y con éxito. Las principales categorías de sistemas de hincado se pueden agrupar en:

- Martillos de percusión o golpeo: Este es el mejor método para hincar tablestacas en suelos difíciles o para el nivelado final. Con un martillo correctamente seleccionado es la manera más efectiva de completar penetraciones profundas en suelos duros en la mayoría de condiciones, como por ejemplo arcillas duras. Los inconvenientes son que puede ser un sistema ruidoso y por lo tanto no adecuado para ubicaciones sensibles a este tipo de restricciones.
- Martillos vibratorios: Este es normalmente el método más rápido y económico pero necesita de suelos sueltos o sin cohesión para obtener buenos resultados como por ejemplo arenas o gravas de tamaño medio. También presenta algún inconveniente en cuanto a vibraciones y ruidos, sin embargo en este caso pueden ser controlados mediante el equipo adecuado con mayor facilidad.
- Prensas hidráulicas: Aparecidas a mediados de los años 70 y usadas ampliamente hoy en día, existen máquinas de varios tipos para este sistema de hinca. Es muy efectivo en arcillas y algo menos en suelos densos no cohesivos a menos que se usen técnicas de perforación o jetting. Es el mejor método para zonas sensibles a ruidos y vibraciones, descartadas anteriormente con otros sistemas.
- Combinaciones y otros sistemas: También pueden usarse sistemas combinados de vibración y prensa hidráulica, mandriles en tablestacas ligeras o incluso pueden llegar a utilizarse palas excavadoras.

Las principales características de cada sistema se resumen a continuación.

#### **Martillos de percusión o golpeo:**

Estos martillos se adaptan fácilmente a cualquier sección de tablestaca y prácticamente a cualquier tipo de terreno, incluso en presencia de nivel freático. La maza golpea desde cierta altura sobre una sufridera, que transmite el golpe al sombrerete de hinca colocado sobre la tablestaca, transmitiendo a su vez la energía cinética al perfil, introduciéndolo en el terreno. Las mazas pueden alcanzar las 14 toneladas de peso lanzadas desde alturas crecientes hasta los 1,20 metros, con una frecuencia de golpeo máxima para su peso y altura máximos de 40 golpes por minuto. Con el fin de minimizar los niveles de emisión de ruido, es preferible usar un martillo pesado con un recorrido corto a uno más ligero con mayor altura de caída. En cuanto al sistema de golpeo han existido los de cable, de vapor y los diesel, todos ya en desuso frente a los tipos más comunes que son los hidráulicos, que

superan con creces a los antiguos martillos en eficiencia y respeto al medio ambiente, siendo además menos propensos a dañar las cabezas de las tablestacas durante el golpeo.

Los hay de diversos tipos, ordenados más o menos cronológicamente, algunos ya en desuso:

- Martillos de cable: En desuso. La maza se elevaba mediante un cable y se dejaba caer libremente sobre la sufridera. Se podía regular la altura de caída mediante el cabrestante de la grúa.
- Martillos de vapor de efecto simple: En desuso. En estos martillos, el cilindro actuaba como peso que se levantaba con la acción del vapor. Una válvula interrumpía la presión de vapor dejando caer el cilindro, golpeando la tablestaca. La altura se podía ajustar a las condiciones necesarias de hinca.

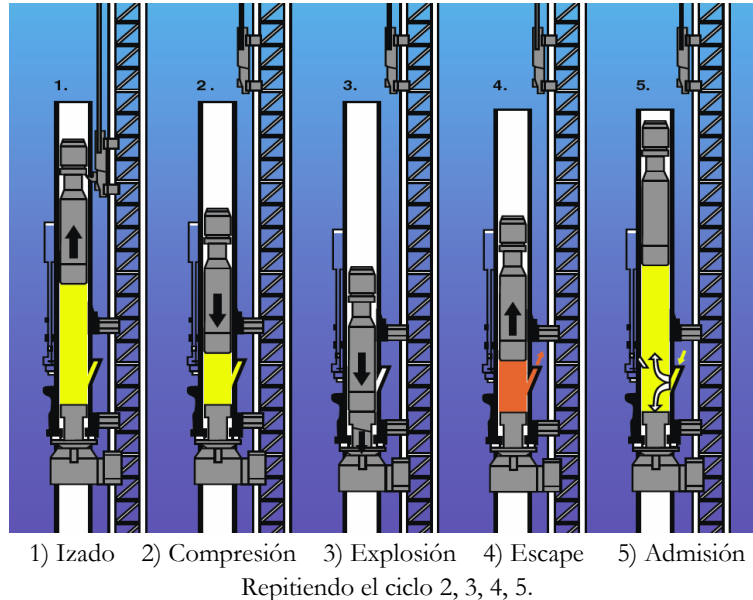


*Figura 18: Antiguo martillo de vapor*

- Martillos de aire comprimido o vapor de doble efecto: En desuso. En este tipo de martillos el flujo de aire comprimido o de vapor se redirigía para elevar o para acelerar la caída de la maza mediante una válvula deslizante que mandaba el flujo al lado correspondiente del pistón. La presión aplicada sobre el pistón en la bajada de la maza, de 500 a 800 kPa, hacía que el peso relativo de la maza respecto a la del martillo completo (un 10 a 20 %) fuera mucho menor que el de los martillos de efecto simple (un 50%). El peso de este tipo de martillos variaba entre los 100 y los 1300 kg con una altura de caída entre 110 y 500 mm.
- Martillos Diesel: Desplazados hoy en día por los mucho más eficientes martillos hidráulicos, estos martillos consisten principalmente en un cilindro, un pistón que actúa de maza y un bloque de impacto en el fondo del cilindro. Pueden ser de efecto simple con el extremo superior del cilindro abierto o de doble efecto con el cilindro cerrado. En el de efecto simple se necesita el izado inicial para el arranque, a partir del cual se comporta como un motor de cuatro tiempos. El pistón al caer



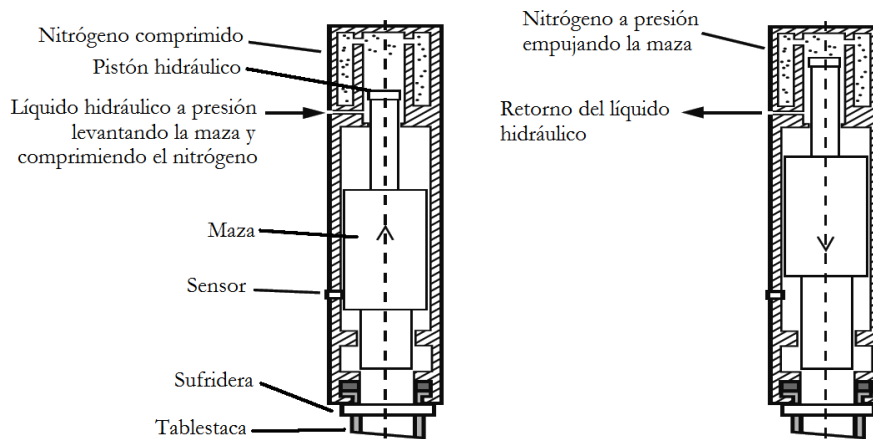
comprime el aire dentro del cilindro (compresión) y una bomba de inyección pulveriza el gasoil mediante un inyector en el extremo inferior justo antes del contacto del pistón (explosión), provocando una expansión de los gases que lo eleva de nuevo (escape y admisión), repitiendo el ciclo al volver a caer (figura 19).



**Figura 19: Ciclo de un martillo diesel**

Este tipo de martillos son adecuados para suelos cohesivos y muy densos, aunque hoy en día tanto por eficacia como respeto con el medio ambiente prácticamente no se usan.

- Martillos hidráulicos de efecto simple: En estos martillos, el cilindro actúa como peso que se levanta con la acción de la presión hidráulica. Una válvula interrumpe la presión dejando caer el cilindro, golpeando la tablestaca. La altura y peso de la maza se pueden ajustar a las condiciones necesarias de hinca. El peso es normalmente de 3, 5, 7 o 9 toneladas, aunque se pueden encontrar de hasta 14 toneladas para pilotes metálicos de gran tamaño, secciones de alto módulo o secciones cajón. La altura de caída es variable hasta los 1,20 metros. A altura y peso máximos se pueden alcanzar tasas de golpeo de 40 golpes por minuto.
- Martillos hidráulicos de doble efecto: El martillo de doble efecto recibe este nombre debido a la energía adicional a través de la presión entregada al pistón en el momento de la caída, produciendo una aceleración mayor que la de la gravedad, disminuyendo por lo tanto la masa y altura necesarias de golpeo para la misma energía respecto al martillo de efecto simple. En su uso para tablestacas estos martillos entregan una energía máxima de 15 a 90 kJ por golpe hasta los 150 golpes por minuto. Los pesos de las mazas para tablestacados varían de las 1,20 a 6,50 toneladas, siendo el peso total del martillo de 2,5 a 20 toneladas.



**Figura 20:** Martillo de doble efecto en izado y descarga

El martillo de doble efecto tiene la ventaja que puede operar en cualquier ángulo, por debajo del nivel del agua y se puede usar tanto para la hinca como para la extracción de tablestacas. Se puede ajustar con una maza pesada y golpes bajos para terrenos arcillosos y con una maza ligera y golpes altos en suelos arenosos densos.

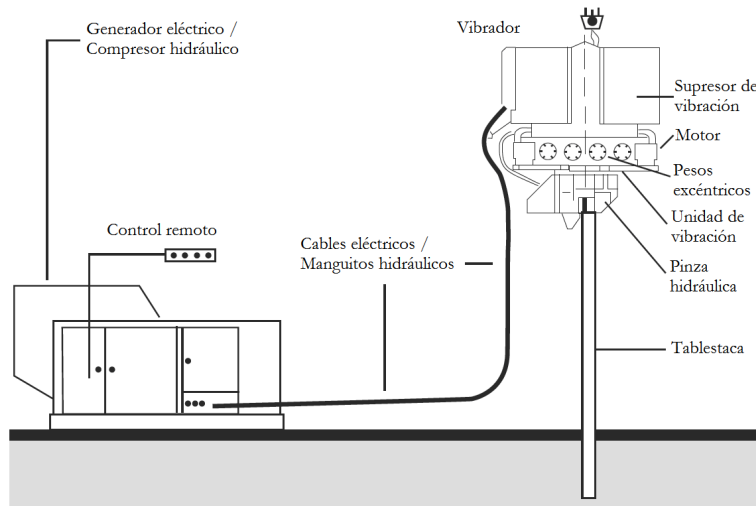
### **Martillos vibratorios:**

En suelos no cohesivos sueltos o poco densos los martillos más adecuados son los vibratorios. Son además particularmente útiles para la extracción de tablestacas y la corrección de errores de hinca. El mecanismo de hinca se basa en la reducción de la fricción entre el suelo y la tablestaca mediante vibración, ya que la energía de vibración altera temporalmente zonas de terreno, generando pequeñas liquefacciones en éste, las cuales provocan un importante descenso de la resistencia al movimiento de la tablestaca. Esto permite que la tablestaca sea hincada con una carga añadida muy pequeña, por ejemplo su propio peso más el peso del martillo vibratorio o una fuerza adicional del brazo de una excavadora.



**Figura 21:** Martillo vibratorio colgado de una grúa de oruga, junto al generador

El martillo vibratorio típico genera oscilaciones mediante pesos excéntricos que giran a la misma velocidad en sentidos opuestos, obteniendo oscilaciones puramente verticales al cancelarse las componentes horizontales entre ellas. La energía proviene de un generador eléctrico o de un compresor hidráulico conectado mediante mangueras o cables según el caso. La configuración normal se puede ver en la figura 22.



**Figura 22: Martillo vibratorio: Configuración de uso y elementos principales**

Las pinzas hidráulicas aseguran una sujeción adecuada para transmitir los movimientos oscilatorios a la tablestaca y los supresores de vibración permiten aislar a la grúa o guía mediante elementos elásticos de goma o muelles.

Existe una amplia gama de tamaños que además operan en diferentes modos de frecuencia, por lo que la vibración se puede ajustar en función de las condiciones del suelo. Las máquinas estándar operan en un rango de frecuencias que oscilan entre las 800 y 1800 RPM, con una fuerza centrífuga del martillo de 400 a 1400 kN para martillos montados sobre guías telescópicas y de 5360 kN para guías fijas o modelos suspendidos. Para enclaves sensibles a las vibraciones se pueden usar martillos de alta frecuencia de hasta 3000 RPM que se atenúan rápidamente y se puede ajustar la vibración a lo largo de la hincia en función de la dureza del estrato a atravesar en cada momento.

Para la instalación de tablestacas de poca longitud y en suelos bajo condiciones favorables se pueden usar martillos vibradores montados sobre excavadoras, de menor tamaño y de alta frecuencia, aunque se limita el uso a proyectos donde la precisión en la colocación no sea determinante.

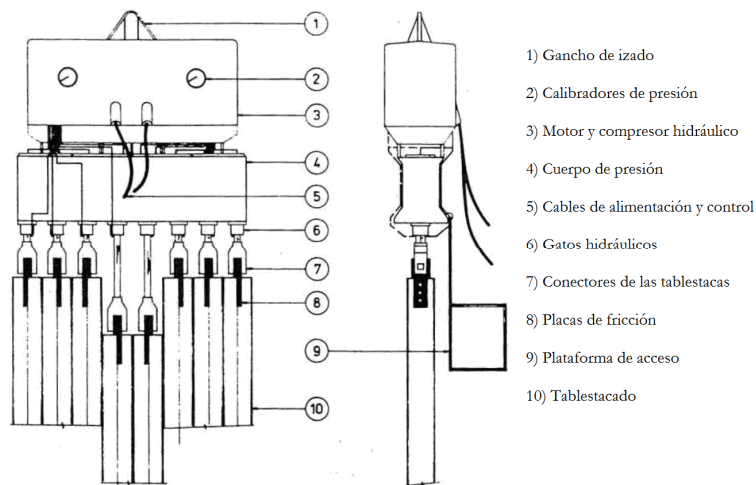
### **Prensas de tablestacas:**

Originalmente desarrollado para la instalación silenciosa de tablestacas, este tipo de sistema se basa en la hincia a presión mediante gatos hidráulicos, por lo que es también el más silencioso. La fuerza de reacción usada para presionar las tablestacas dentro del terreno se obtiene de la fricción de las tablestacas previamente instaladas. En el sistema más usual,

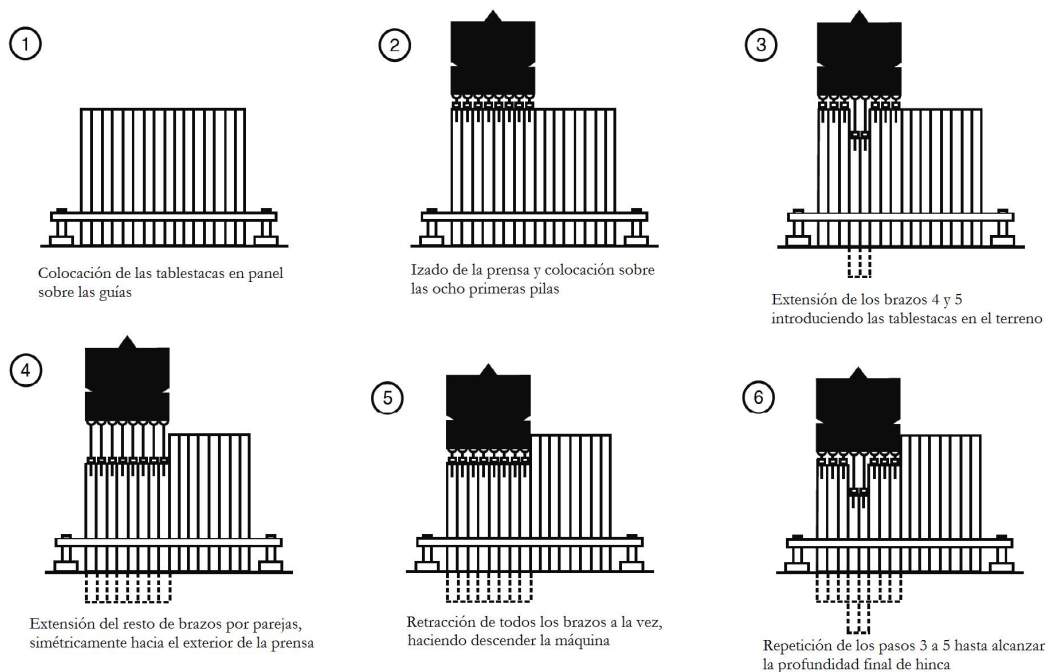
la prensa consiste en una serie de pinzas equipadas con gatos hidráulicos sobre los que se ubica el compresor que se alimenta de un motor junto a él, formando un equipo compacto. Los tipos más comunes son los siguientes.

- Prensa suspendida tipo panel: Las tablestacas se instalan en panel, colocando sobre ellas la prensa mediante una grúa. Los cilindros hidráulicos están conectados a las tablestacas y, dando presión a dos de los gatos mientras los otros están bloqueados, permite empujar las tablestacas dentro del terreno de dos en dos hasta la completa extensión de los cilindros. Cuando todos los cilindros están extendidos se procede a retraerlos simultáneamente, permitiendo el descenso del equipo.

Los equipos más pequeños constan de 4 brazos y pueden entregar hasta 800 kN de fuerza, mientras que los de 8 brazos llegan a las 2000 kN de empuje por cada brazo.



**Figura 23: Prensa de panel: Configuración de uso y elementos principales**



**Figura 24: Prensa de panel: Secuencia de hincado**

- Prensa autónoma tipo panel: Una variación de la prensa tipo panel con características similares es la que usa una estructura de soporte móvil que se sujeta sobre el panel instalado, permitiendo moverse de panel en panel durante la instalación, independientemente de una grúa. Se puede aumentar la fuerza ejercida sobre las tablestacas anclando la máquina a un punto fijo o a otras tablestacas ya instaladas.
- Prensa autónoma tipo “japonés”: Las prensas japonesas hace casi 20 años que están disponibles en Europa, aunque son relativamente poco conocidas. La máquina ha sido desarrollada para permitirle “caminar” sobre las tablestacas ya instaladas sin necesidad de una grúa que la eleve cada vez que ha acabado una hinca, como ocurre en las prensas de tipo panel, existiendo incluso equipos auxiliares como carros de transporte o grúas que permiten abastecer la prensa en el punto de hincado sin necesidad de accesos temporales adicionales a la zona de hinca, también en zonas cubiertas por el agua.



*Figura 25: Prensa del tipo japonés*

Los perfiles son hincados uno a uno hasta su posición final, siendo los más usuales secciones U de 600 mm, aunque existen máquinas que pueden hincar perfiles dobles U o perfiles Z.

Este tipo de prensa es especialmente adecuada para el uso en suelos cohesivos o granulares muy finos, y se les provee normalmente de un equipo de jetting para mejorar la hinca.

### **Sistemas especiales de hinca**

Aparte de los sistemas más comunes de hinca, hay otros tipos pensados para trabajos o aplicaciones particulares, por ejemplo:

- a) Martillos de impacto con sistema de amortiguación mediante muelles o gas inerte que transmiten la energía de hinca más suavemente y de forma paulatina.
- b) Métodos combinados de prensa con sistemas de vibración de alta frecuencia.
- c) Martillos hidráulicos de alta frecuencia de golpeo.
- d) Métodos combinados de impacto y vibración simultánea.
- e) Métodos combinados de prensa con perforación helicoidal simultánea.

### Tipos de suelos y sistemas indicados

Finalmente se muestran unas tablas resumen de los sistemas de hinca para suelos cohesivos y granulares:

**Tabla 3: Adecuación de sistemas de hincado en suelos principalmente no cohesivos**

Valor SPT	Martillo vibratorio	Martillo de percusión	Prensa
0-10	Muy fácil	Problemas de hundimiento prematuro de la tablestaca	Problemas de estabilidad y de reacción insuficiente
11-20	Fácil	Fácil	Adecuado
21-30	Adecuado	Adecuado	Adecuado
31-40	Adecuado	Adecuado	Posible perforación previa necesaria
41-50	Muy difícil	Adecuado. Posible acero de alto límite elástico necesario	Perforación previa necesaria
>50	No recomendado	Adecuado. Posible acero de alto límite elástico necesario	Muy difícil

**Tabla 4: Adecuación de sistemas de hincado en suelos cohesivos**

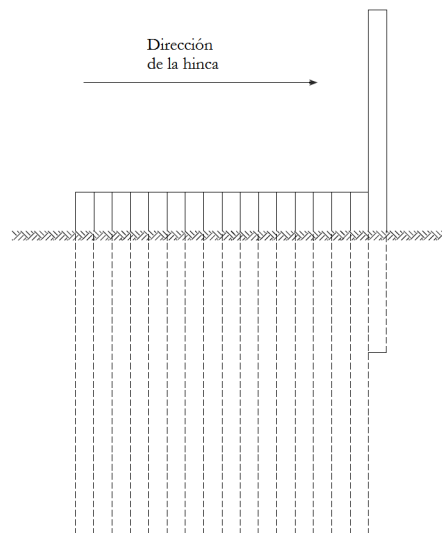
Cu (kN/m <sup>2</sup> )	Martillo vibratorio	Martillo de percusión	Prensa
0-15	Fácil	Problemas de hundimiento prematuro de la tablestaca	Problemas de estabilidad y de reacción insuficiente
16-25	Adecuado	Fácil	Fácil
26-50	Adecuado. Menos efectivo con la profundidad	Adecuado	Fácil
51-75	Muy difícil	Adecuado	Adecuado
76-100	No recomendado	Adecuado	Adecuado
>100	No recomendado	Adecuado	Difícil

### 2.3.2. Métodos de hinca

Hay dos métodos de hinca principales a disposición de los instaladores, el método por paneles y el “pitch & drive”. Las características, ventajas e inconvenientes de cada método se describen a continuación.

#### “Pitch & drive”

Este método consiste en hincar las tablestacas una a una engarzando las preparadas para hincar a las ya hincadas. Las tablestacas se unen por una de las juntas y se hincan hasta su posición final (inevitable en el caso de prensas japonesas) o se pueden dejar a un nivel superior para ser acabadas de hincar por un martillo generalmente más pesado con el fin de acelerar la producción o para atravesar estratos más duros con más precisión.



**Figura 26: Método de hinca “pitch & drive”**

Como ventajas se puede mencionar que es el método más simple de hinca, aunque realmente adecuado sólo a suelos poco densos y tablestacas de poca longitud. Desde el punto de vista de la seguridad, al engarzar las tablestacas a nivel del suelo, los problemas de los operarios al exponerse a trabajos en altura en días de viento desaparecen.

Uno de los inconvenientes es la hinca en arenas densas o suelos cohesivos duros, donde no se recomienda usar éste método por la dificultad de mantener la inclinación y el aplomo de la tablestaca.

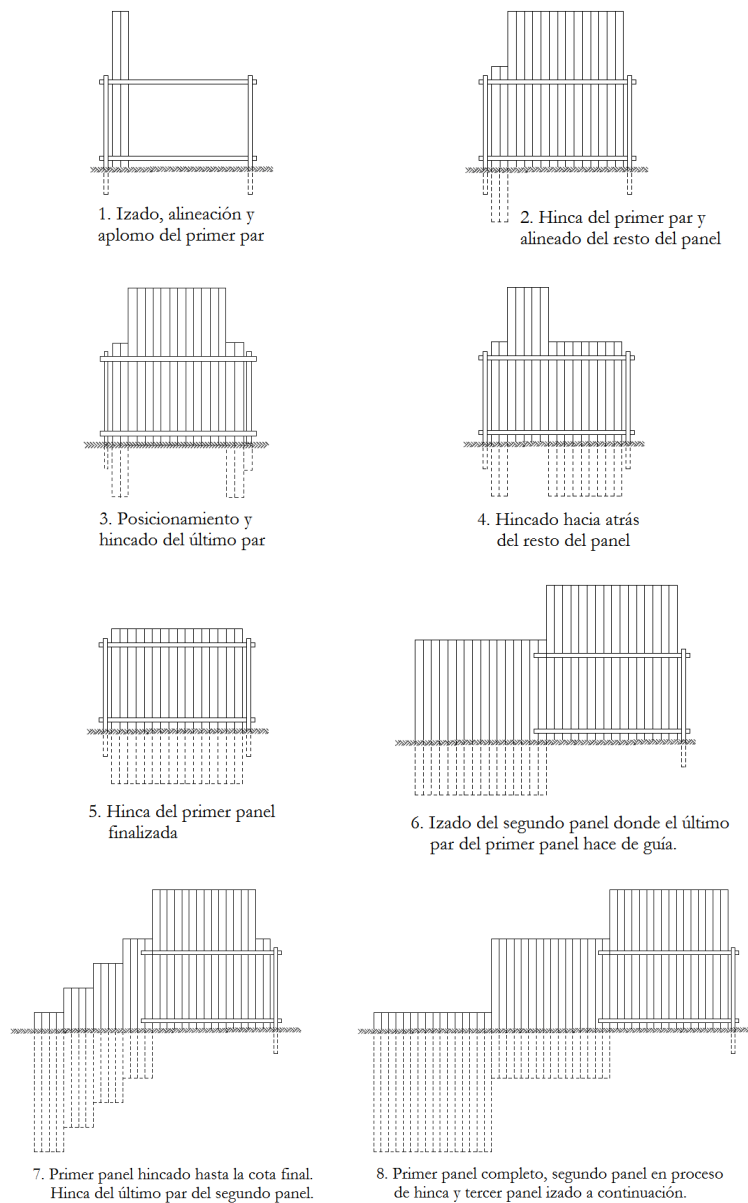
Otro inconveniente es la necesidad de prever equipos para el control de la verticalidad durante la instalación con el fin de permitir la hinca de las tablestacas de una en una. Esto último se debe a que al presentar la junta de la guía menor resistencia que la junta engarzada en la tablestaca trasera, por fricción con el suelo, la tablestaca se inclina hacia la dirección de la hinca, empeorando progresivamente, por lo que es habitual la disposición de una sección especial que corrija esta inclinación. Además de la inclinación hacia delante



la tablestaca también puede girar sobre el eje del engarce, aumentando la fricción i entorpeciendo la hincada con la profundidad.

### Por paneles

En el método por paneles, antes de la hincada las tablestacas se engarzan juntas por grupos sobre el suelo, apoyadas en la estructura de soporte, formando un panel. A continuación se hincan por parejas las tablestacas iniciales y finales del panel, controlando la alineación y el aplomo con sumo cuidado, ya que éstas son las que guían al resto de tablestacas preparadas para la hincada. Acto seguido se procede a hincar el resto de tablestacas, llegando todas hasta una posición intermedia para permitir el engarzado y guiado del segundo panel. La operación se repite hasta acabar el tablestacado. La secuencia se puede ver en la figura 27:



**Figura 27: Secuencia del método de hincada por paneles**



En esta situación, al encontrarse ambas juntas engarzadas antes de la hincada la fricción se equilibra asegurando un control y una precisión máximos. La hincada secuencial del método por paneles permite mantener la verticalidad con facilidad y evita problemas de desengarce, por lo que es la mejor técnica para la hincada de tablestacas de gran longitud o para suelos difíciles. Durante la hincada se pueden mantener las tablestacas adyacentes a una altura similar, consiguiendo atravesar estratos duros sin desviaciones importantes.

### 2.3.3. Accesorios al sistema de hincado

Para facilitar la correcta manipulación, colocación e hincada de las tablestacas existen diferentes ayudas a tener en cuenta.

#### Guías y plantillas

Es muy importante que las tablestacas se mantengan correctamente alineadas, tanto vertical como horizontalmente. Esto se consigue usando estructuras temporales de guía que dan soporte a las tablestacas a dos niveles, uno sobre el suelo y otro a una cierta altura, aunque para tablestacas de gran longitud y esbeltez puede ser necesario un nivel intermedio para evitar problemas debidos a las cargas axiales durante el proceso de hincada. La guía superior se puede suprimir en el caso de usar martillos montados sobre martinets metálicos o postes colgantes telescópicos (figura 28) que se encargan de mantener la inclinación y aplomo correctos de la tablestaca, sujetando el sombrerete de hincada con unas deslizaderas, tal y como se muestra en la figura 29.

Las plantillas se usan sobre todo en la hincada de pilotes maestros que actúan de elementos principales en una pared combinada, para conservar tanto la alineación como las separaciones prefijadas que habrán de ocupar los elementos secundarios.

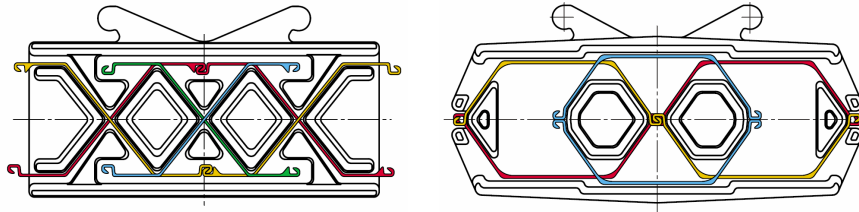


*Figura 28:* Guía inferior y poste de hincada (izquierda) y plantilla de pilotes guía (derecha)

#### Sombreretes de hincada y sufrideras

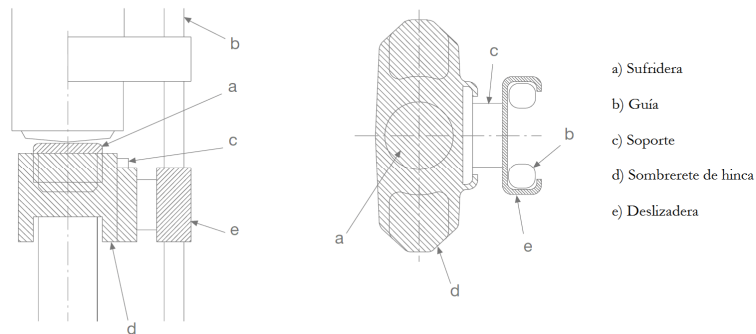
El sombrerete de hincada es un accesorio de gran importancia, ya que permite una buena transferencia de energía entre el martillo y la tablestaca, previniendo por lo tanto daños a la

sección. Normalmente está hecho de hierro colado con una serie de surcos guía en la parte inferior para encajar las diferentes secciones de tablestaca.



**Figura 29:** Sombretes de hinca para perfiles Z y U, simples o dobles

Sobre éste se coloca una sufridera que encaja en una hendidura y absorbe parcialmente el golpe del martillo previniendo el causar daños tanto al sombrero de hinca como al martillo. Fabricado en madera o plástico, posee una combinación de cables y placas de acero que aseguran un ciclo de vida razonable a la vez que disipan el calor generado en el proceso de hinca. Un esquema de colocación de estos elementos se muestra en la figura 30.



**Figura 30:** Disposición del sombrero de hinca y la sufridera

## Pinzas

Para el izado de las tablestacas se usan gran variedad de pinzas, que se pueden liberar mediante un trinquete atado a un cable. Esto permite soltar la tablestaca de la grúa de izado en el momento deseado desde una pasarela o desde el suelo de forma segura. La pinza consta de un pasador que se introduce en el agujero de izado, permitiendo asegurar la tablestaca sin necesidad de otros métodos como por ejemplo los de amarre por fricción, altamente peligrosos.



**Figura 31:** Pinza de izado colocada en la cabeza de la tablestaca

### Guías de engarce automático

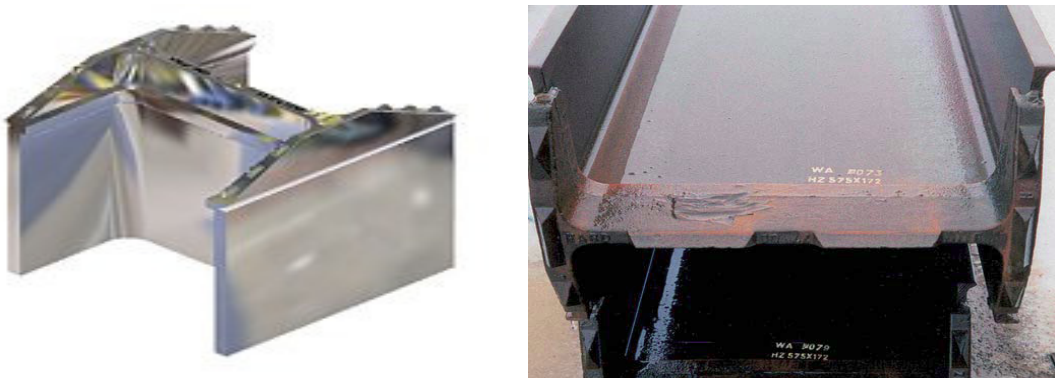
Durante el proceso de hincas es necesario el engarce de las tablestacas a nivel de la cabeza hasta dejarlas descansar sobre el terreno. La operación de engarce puede realizarse manualmente con un operario colocado sobre la tablestaca, con el peligro de caídas, o puede utilizarse una guía de engarce automático. Las guías de engarce automático están diseñadas para ser utilizadas a nivel del suelo, guiando la tablestaca izada hasta la cabeza del perfil ya colocado e introduciendo la junta sin necesidad de colocar un hombre encima de la tablestaca. Esto permite trabajar en días de mal tiempo y viento que detendrían el proceso de engarce manual normal.



*Figura 32: Operación de engarce manual y engarce automático*

### Puntazas metálicas de refuerzo

En suelos difíciles o en el caso de apoyar en roca cuando ésta no es horizontal, se pueden usar puntazas metálicas de refuerzo. Se colocan inmediatamente antes de la hincas, normalmente con soldadura de puntos, cubriendo totalmente el pie de la tablestaca y con una sección algo más gruesa que ésta.



*Figura 33: Puntazas metálicas de refuerzo para perfil H*

En el caso de dificultad para hincar la tablestaca, los salientes de la puntaza metálica sobre el perfil crean una zona de suelo más suelto a lo largo de la superficie de esta, reduciendo la fricción, mientras que en el caso de encontrar bolos o necesitar una pequeña

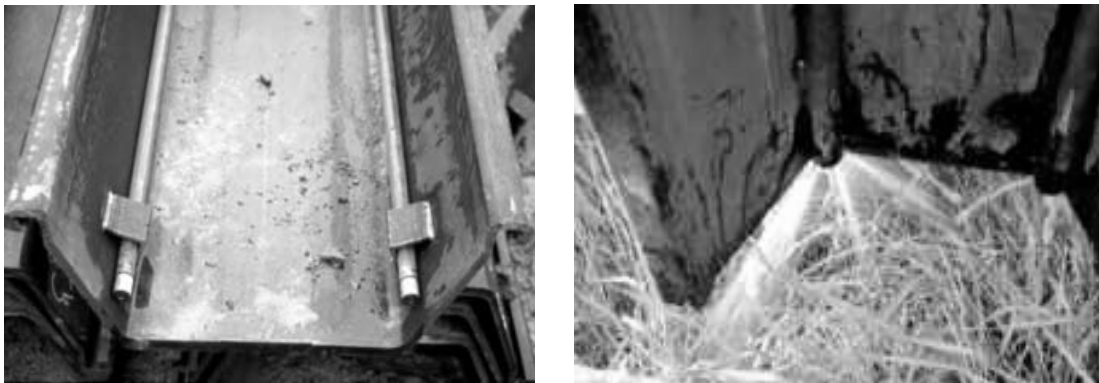
longitud de hincada en la roca, la puntaza metálica proporciona un refuerzo a la resistencia del pie de la tablestaca.

### 2.3.4. Medios de asistencia al hincado

#### Jetting

Bajo ciertas condiciones, la hincada de tablestacas se puede optimizar mediante la ayuda del jetting, previniendo además sobrecargar el martillo o provocar daños a los perfiles y por otro lado reduciendo las vibraciones transmitidas al terreno.

El procedimiento consiste en colocar un jet de agua a presión en el pie de la tablestaca, conectado a unos tubos que recorren el fuste de la tablestaca hasta conectar con una bomba en superficie. La presión de agua ablanda el suelo y extrae el material suelto, reduciendo la resistencia en punta y, dependiendo de las condiciones del suelo, disminuyendo la fricción del fuste y de las juntas. La densidad del suelo, la presión de agua disponible y el número de tubos determina la efectividad del jetting.



*Figura 34: Situación de los tubos de jetting y funcionamiento del inyector*

A presiones bajas y medias, de 1,5 a 4 MPa, se usan de dos a cuatro tubos con un consumo por tubo de 120 a 250 litros por minuto. Se obtienen buenos resultados en suelos no cohesivos densos, aunque se ha de tener en cuenta los posibles asientos del terreno circundante por el gran caudal de agua inyectado y las modificaciones en la estructura del suelo en el caso de tablestacas cargadas axialmente

A altas presiones, de 25 a 50 MPa, se obtiene menos de la mitad del consumo del jetting a baja o media presión, unos 30 a 120 litros por minuto y tubo, por lo que es más indicado en el caso de terrenos colapsables. Se obtienen buenos resultados en suelos muy densos, aunque se necesitan tubos de buena calidad y jets planos para evitar aplastamientos y abrasiones por la fricción con el terreno. Otra ventaja es que las características mecánicas del suelo no se ven afectadas, como se ha demostrado en estudios de hincada asistida con jetting en yesos y arcillas duras [12]. El número de tubos y el diámetro de los inyectores ha de ser adaptado a las condiciones del suelo, por lo que se ha de monitorizar el trabajo durante su realización.



## Explosivos

En tipos de roca donde otros medios fallan, los explosivos pueden ser usados para facilitar la hinca. Las cargas se introducen en agujeros previamente perforados en hilera sobre la línea de hinca y rellenos de tierra. Al detonarlos se puede crear una trinchera en V a lo largo de la línea del tablestacado o simplemente fragmentar la roca lo suficiente como para permitir la posterior hinca. Los explosivos son más adecuados en rocas competentes y frágiles que en rocas blandas, donde se necesita más cantidad de explosivo con peores resultados.

Los explosivos fragmentan la roca en trozos de tamaño variable dependiendo de la cantidad de carga usada, la dureza, la estratificación y la separación de las perforaciones, sin embargo aunque la técnica de voladura rompa la roca eficientemente, las condiciones de hinca en el área afectada todavía serán muy duras y se recomienda de todas maneras el uso de acero de alta resistencia y de puntazas metálicas de refuerzo en el pie de la tablestaca.

Pese a todo, cuantificar la cantidad de explosivo a usar y su efectividad puede ser una ardua tarea, sobre todo si se han de repetir voladuras localmente al encontrar zonas poco fragmentadas, por lo que se recomienda mantener la penetración de la punta en roca a niveles mínimos a favor de aumentar el número de anclajes.

## Perforación

Los estratos no cohesivos densos son habitualmente perforados sobre la línea de tablestacado para ablandar el suelo antes de usar una prensa de hinca. También se puede usar en el caso de hinca con martillo vibrador o de percusión, facilitando la instalación. La disposición más usual es la de perforar a separaciones de 600 mm con helicoidales de 20 o 30 cm de diámetro y con facilidad hasta los 10 metros usando guías telescópicas que pueden ser las mismas que las que serán utilizadas en la hinca.



*Figura 35: Máquina de perforación helicoidal*

Al utilizar la perforación helicoidal se debe tener cuidado en no extraer terreno dejando agujeros, y si se forman deben ser rellenados con material granular antes de ejecutar la hinca. No se debe perforar en la zona pasiva, junto al pie o en posibles acuíferos artesianos.

No se debe olvidar que este método cambiará las características del terreno y muy posiblemente el régimen del nivel freático, pudiendo invalidar las presunciones hechas en proyecto. En el caso de construcción por etapas y en situación de tablestaca en voladizo previo al apuntalamiento, se debe asumir además que la probabilidad de que las deformaciones aumenten es muy grande.

## 2.4. Aplicaciones

Tradicionalmente, los tablestacados han sido utilizados como elementos esenciales en la construcción de diferentes tipos de obra, como puertos, cimentaciones de pilas y estribos de puentes, vertederos hidráulicos, contención de zonas contaminadas y en diversos tipos de excavaciones. Algunos de los usos más comunes y de los que no lo son tanto se enumeran a continuación.

### 2.4.1. Medios marinos y fluviales

#### Puertos

Las tablestacas metálicas han sido vastamente utilizadas como material de construcción para muelles y diques por su bajo coste y rapidez de instalación. Pueden ser diseñadas para soportar cargas verticales pesadas y grandes momentos flectores. También pueden ser colocadas formando secciones cajón para la construcción de duques de alba o como pilotes para cimentaciones. Algunos usos son:

- Muros de embarcaderos
- Construcción de muelles
- Duques de alba
- Instalaciones Ro/Ro



*Figura 36:* Aplicaciones de tablestacas en puertos

## Ríos

El hecho de poder ser hincadas en el agua y su alta durabilidad han favorecido su utilización en los cauces fluviales. Los usos más comunes son:

- Encauzamientos y obras de estabilización de cauces
- Control de la erosión
- Protección frente a avenidas y defensa de márgenes
- Instalaciones de amarre
- Protección frente a la socavación



*Figura 37: Aplicaciones de tablestacas en ríos*

## Estructuras fluviales

En el caso de necesitar pilotes bajo las pilas de un puente, las tablestacas pueden representar una solución al problema a la vez que una protección de la base de la pila. También se usan para el control de la lámina de agua formando vertederos hidráulicos o para la formación de tajeras en cursos de poca amplitud o caudal. A continuación se expone una relación de estructuras en cauces fluviales donde se utilizan tablestacas.

- Estribos de puente y cimentación/protección de pilas
- Esclusas
- Vertederos hidráulicos
- Tajeras
- Compuertas de seguridad



- Cimentaciones de embarcaderos
- Tomas y vertidos



*Figura 38:* Aplicaciones de tablestacas en estructuras fluviales



## 2.4.2. Medioambientales

### Control de la contaminación

Se pueden utilizar tablestacas con juntas selladas como barreras frente a la dispersión de contaminantes en acuíferos, vertederos y zonas contaminadas en general. Existen diferentes productos que se pueden adaptar a las condiciones particulares necesarias de impermeabilidad requeridas.

- Vertederos de basura
- Zonas contaminadas
- Recintos sellados
- Excavaciones para reemplazo de suelos
- Tanques



*Figura 39: Aplicaciones de tablestacas en control de contaminantes*

### Reducción del ruido

- Muros de protección acústica

### Tratamiento del agua

Aunque normalmente se han usado como estructuras temporales en la construcción de estaciones de bombeo, los tablestacados pueden ser diseñados como estructuras permanentes en diversas construcciones, práctica poco común por el momento.

- Estaciones de bombeo
- Obras de aguas residuales
- Tanques de laminación de tormentas



*Figura 40: Aplicaciones de tablestacas en tratamiento de aguas*

### 2.4.3. Civiles

#### Construcciones bajo nivel del terreno

Para proyectos donde se necesita realizar una excavación temporal, el uso de las tablestacas está muy extendido por su rapidez de colocación y la posibilidad de reutilización. Para la construcción de sótanos o de aparcamientos subterráneos en zonas urbanas donde no se dispone de espacio para la excavación en talud se pueden usar tablestacas que además de ocupar un canto mínimo, aportando más espacio interior, pueden ser utilizadas como muros permanentes que soporten cargas axiales de la superestructura. En construcciones bajo la cota del terreno se utilizan para:

- Excavaciones temporales
- Cimentaciones
- Protección de zanjas
- Aparcamientos subterráneos y sótanos





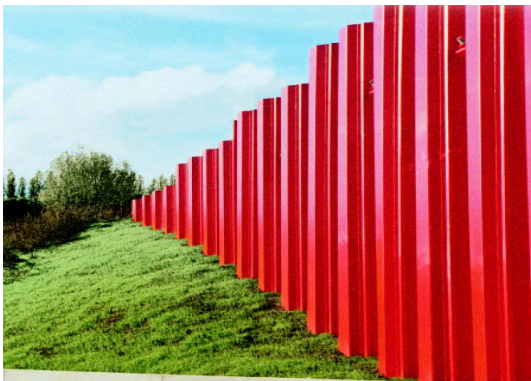


*Figura 41: Aplicaciones de tablestacas en excavaciones*

### Infraestructuras del Transporte

En obras lineales se utilizan las tablestacas como estructuras de contención de tierras y para la formación de terraplenes con menor volumen de tierras y ocupación en planta. También se han utilizado, aunque no profusamente en España, como sustituto del hormigón en la construcción de elementos auxiliares de puentes. Algunos elementos que utilizan tablestacados son:

- Aletas y estribos de puentes
- Rampas de acceso
- Terraplenes y taludes de carretera y ferrocarril
- Reducción de flujo de aguas subterráneas
- Túneles







*Figura 42: Aplicaciones de tablestacas en infraestructuras del transporte*

### **3. MATERIALES**



### 3.1 Introducción

Cuando se piensa en tablestacas normalmente el material que se utiliza hoy en día es el acero, y es el más ampliamente utilizado desde que se optimizó el diseño de las secciones, aumentando los módulos resistentes y reduciendo las áreas, ahorrando en material y pudiendo contar desde entonces con su resistencia y elevado módulo elástico a un precio razonable. Sin embargo las tablestacas desde hace algunos años han empezado a utilizarse con usos más estéticos y no solamente resistentes, por lo que se han ido introduciendo materiales como el PVC, el aluminio o el GFRP, como se explica en este capítulo.

### 3.1 Acero laminado en caliente para perfiles

#### Perfiles U, I, Z y secciones planas

El acero laminado en caliente para tablestacas se puede presentar en las calidades de la tabla 5 según lo especificado en la Norma europea EN 10248-1 [86]. Los aceros utilizables deben cumplir unos requisitos, al objeto de garantizar una ductilidad suficiente, como cumplir las relaciones  $f_u/f_y \geq 1,10$ ,  $\varepsilon_u \geq 0,15$  y  $\varepsilon_{máx} \geq 15 \varepsilon_y$ , siendo  $\varepsilon_u$  la deformación remanente concentrada de rotura medida sobre una base de longitud  $5,65 \sqrt{A_o}$ , donde  $A_o$  es la sección inicial y  $\varepsilon_y$  la deformación correspondiente al límite elástico, dada por  $\varepsilon_y = f_y/E$ .

**Tabla 5:** Características del acero según EN 10248-1

EN 10248-1	Características mecánicas			Composición química (% máximo)					
	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{u,min}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\varepsilon_u$ (%)	C	Mn	Si	P	S	N
S 240 GP	240	340	26	0,25	---	---	0,055	0,055	0,011
S 270 GP	270	410	24	0,27	---	---	0,055	0,055	0,011
S 320 GP	320	440	23	0,27	1,70	0,60	0,055	0,055	0,011
S 355 GP	355	480	22	0,27	1,70	0,60	0,055	0,055	0,011
S 390 GP	390	490	20	0,27	1,70	0,60	0,055	0,055	0,011
S 430 GP	430	510	19	0,27	1,70	0,60	0,050	0,050	0,011
S 460 AP	460	550	17	0,27	1,70	0,60	0,050	0,050	0,011

El contenido de cobre en el acero puede ser variable, pudiendo aumentarse para ofrecer una durabilidad mayor en la zona de salpicaduras de las tablestacas. La equivalencia entre el estándar europeo y las principales Normas internacionales se indican en la siguiente tabla:

**Tabla 6:** Equivalencias entre EN 10248-1 y estándares internacionales

EN 10248-1	EUA (ASTM)	Canadá (CSA G 4021)	Japón (JIS A 5528)
S 270 GP	A 328	Gr. 260 W	SY 295
S 320 GP		Gr. 300 W	
S 355 GP	A 572 Gr. 50 - A 690	Gr. 350 W	
S 390 GP	A 572 Gr. 55		SY 390
S 430 GP	A 572 Gr. 60	Gr. 400 W	
S 460 AP	A 572 Gr. 65		

### 3.2 Acero conformado en frío para perfiles

#### Perfiles $\Omega$ , Z y secciones planas

El acero conformado en frío para tablestacas se puede presentar en las calidades de la tabla 7 según la Norma europea EN 10249-1 “Tablestacas de acero no aleado conformadas en frío. Parte 1: Condiciones técnicas de suministro”. Los aceros utilizables deben cumplir los mismos requisitos en cuanto a ductilidad que los laminados en caliente. El límite elástico básico  $f_{yb}$  es el límite elástico nominal del acero de partida utilizado para la conformación en frío.

*Tabla 7: Características del acero para perfiles conformados en frío*

EN 10249-1	Características mecánicas			
Tipo y Grado	$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{u,min}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{u,max}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\epsilon_u$ (%)
S 235 JRC	235	340	470	26
S 275 JRC	275	410	560	22
S 355 J0C	355	490	630	22

#### Secciones tubulares

El acero conformado en frío para perfiles tubulares usados como pilotes se puede presentar en las calidades de la tabla 8 según lo especificado en la Norma europea EN 10219-1 “Perfiles huecos para construcción soldados, conformados en frío de acero no aleado y de grano fino. Parte 1: Condiciones técnicas de suministro”. Los aceros utilizables deben cumplir los mismos requisitos en cuanto a ductilidad que los laminados en caliente.

*Tabla 8: Características del acero para perfiles tubulares*

EN 10219-1	Características mecánicas				Composición química (% máximo)						
	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )		$f_{u,min}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\epsilon_u$ (%)	C	Mn	P	S	Si	N	CEV ( $t \leq 20$ mm)
	( $t \leq 16$ mm)	( $16 < t \leq 40$ mm)	( $3 < t \leq 40$ mm)	( $t \leq 40$ mm)							
S 235 JRH	235	225	340-470	24	0,17	1,40	0,045	0,045	---	0,009	0,35
S 275 J0H	275	265	410-560	20	0,20	1,50	0,040	0,040	---	0,009	0,40
S 355 J0H	355	345	490-630	20	0,22	1,60	0,040	0,040	0,55	0,009	0,45
S 420 MH	420	400	500-660	19	0,16	1,70	0,035	0,030	0,50	0,020	0,43
S 460 MH	460	440	530-720	17	0,16	1,70	0,035	0,030	0,60	0,025	---

### 3.3. Acero para elementos secundarios

#### Aceros para vigas de reparto y arriostramientos

Los aceros utilizados para vigas de reparto o arriostramientos son los utilizados normalmente en estructura metálica, según EN 1993-1-1 y EN 10025, teniendo la



precaución de elegir el grado adecuado del acero en función de las temperaturas de referencia de la estructura.

La combinación de límite elástico, tensión de trabajo, resiliencia y espesor de las chapas son los factores a tener en cuenta para asegurar un comportamiento dúctil de los elementos de apoyo de las tablestacas.

En la tabla 9 aparecen los principales tipos de acero a utilizar y los valores del límite elástico y de rotura de cada uno de ellos. La elección del límite elástico junto con el grado adecuado para el espesor y temperatura necesarios caracterizará el material base de los elementos de apoyo del tablestacado.

**Tabla 9. Características del acero para vigas y puntales**

Tipo	Espesor nominal $t$ (mm)			
	$t \leq 40$		$40 < t \leq 80$	
	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
<b>S 235</b>	235	360	215	360
<b>S 275</b>	275	430	255	410
<b>S 355</b>	355	510	335	470
<b>S 450</b>	440	550	410	550

Para una elección del espesor máximo para evitar riesgos de fractura para cada grado y temperatura de referencia en función de la resiliencia se puede consultar la tabla 2.1 de EN 1993 1-10 [13]. En uniones susceptibles al desgarro laminar pueden ser aconsejables calidades de clase Z según los factores indicados en la tabla 3.2 de EN 1993-1-10.

### Aceros para elementos de conexión

Los tornillos, tuercas y arandelas así como los consumibles de soldadura que se usan en las conexiones de tablestacas han de cumplir los requisitos que aparecen en EN 1993-1-8 sobre el diseño de uniones en estructura metálica y en EN 1090 sobre ejecución de estructuras metálicas. Las propiedades mecánicas para los grados más usuales de tornillos aparecen en la tabla 10:

**Tabla 10. Características del acero para tornillos**

Tipo	Tornillos ordinarios			Tornillos de alta resistencia	
	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	300	480	640	900
$f_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	500	600	800	1000

En cuanto a los consumibles de soldadura, se ha de tener en cuenta que el material de aportación deberá tener unas características mecánicas, en términos de límite elástico, resistencia última a tracción, deformación bajo carga máxima y energía absorbida en el ensayo de flexión por choque sobre probeta Charpy como mínimo iguales al material base

a soldar, con el fin de garantizar la resistencia de la unión y su ductilidad, como se indica en EN 1090-2.

### Aceros para anclajes

Los aceros para barras de anclaje normalmente son del tipo S 355 J0, aunque en el caso de ser necesario puede usarse un acero S 460. En la Norma EN 1993-5 [14] se recomienda no sobrepasar el límite elástico de 500 N/mm<sup>2</sup> para este tipo de elementos, ya que de este modo se evita la rotura por tensocorrosión, fenómeno más común en aceros de alto límite elástico.

Las propiedades de los materiales de los elementos de anclaje son los que aparecen en la tabla 9 de este apartado.

### Tenacidad de fractura

El material ha de tener suficiente tenacidad para evitar la fractura frágil a las menores temperaturas de servicio esperadas en la vida útil de proyecto de la estructura. En el caso de las tablestacas comunes con un espesor de ala no superior a 25 mm, se pueden utilizar aceros con valores de  $T_{27J}$  conformes a la tabla 11 [14], siempre que la temperatura mínima de servicio no sea inferior a -30°C. Para otros casos, se puede consultar la Norma más específica EN 1993-1-10 sobre tenacidad de fractura [13].

El valor  $T_{27J}$  es la temperatura a la que se requiere una energía de impacto  $K_{V(T)} > 27$  Julios para fracturar una proveta Charpy de entalla en V, ensayo según EN 10045.

**Tabla 11: Valores de  $T_{27J}$  para de tenacidad a la fractura**

Límite elástico $f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]		240	270	320	355	390	430
Valores de $T_{27J}$	Para temperatura mínima de servicio de -15°C	35°	35°	35°	15°	15°	15°
	Para temperatura mínima de servicio de -30°C	20°	20°	20°	0°	0°	0°

Si hubiera orificios (por ejemplo para los anclajes) en un ala solicitada a tracción, debe tenerse en cuenta la reducción de la resistencia transversal utilizando un límite elástico reducido o un área transversal efectiva.

Estos valores se han calculado para una temperatura mínima de servicio y un espesor de ala no superior a 25mm sin tener en cuenta los efectos dinámicos. Para un espesor de ala entre  $25 < t_f \leq 30$  mm, los valores dados en la tabla sobre  $T_{27J}$  deben reducirse en 5° para la temperatura mínima de servicio de -15° C, y en 10° para la temperatura mínima de servicio de -30° C. Si se prevé la hincada en terrenos duros a temperaturas inferiores a -10° C, pueden requerirse tenacidades superiores.

### 3.4. Otros materiales usados en tablestacas

#### PVC

El PVC (policloruro de vinilo) se ha usado extensivamente en construcción desde mitad del siglo XX, aunque su aplicación a las tablestacas data de tan sólo un par de décadas. Es el segundo material más usado para tablestacas, superado sólo por el acero.

Las características mecánicas del PVC distan mucho de competir con las del acero. Es un material aproximadamente una sexta parte más ligero pero también con una tensión de rotura entre 10 y 12 veces menor comparándolo con un acero S 275. Sin embargo, el mayor problema se debe a su bajo módulo de Young, que puede llegar a ser 100 veces menor que el del acero, por lo que las deformaciones serán hasta 100 veces mayores para la misma configuración estructural.

Las ventajas del PVC frente al acero son su bajo coste, tanto de material como de manejo y colocación (debido a su bajo peso y al hecho que se usan en hincas poco profundas) y su prácticamente nula corrosión frente a ambientes con cloruros.

Para ilustrar las grandes diferencias de las propiedades del acero frente a las del PVC, una comparación de éstas se puede ver en la tabla 12 y esquemáticamente sus diagramas tenso-deformacionales en la figura 43 [15].

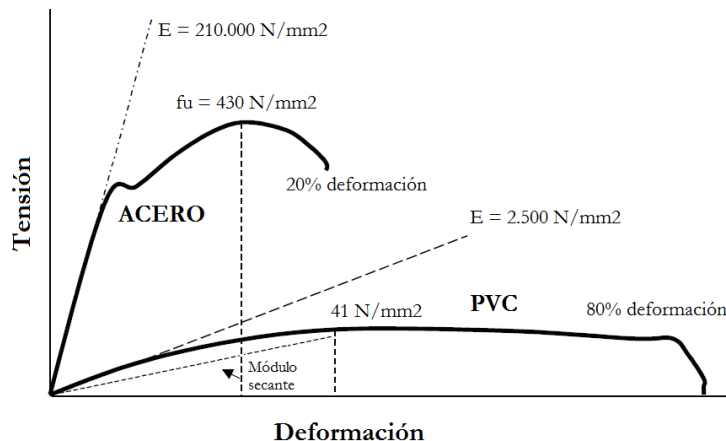


Figura 43: Curvas comparativas esquemáticas de tensión-deformación de acero y PVC

Tabla 12: Características del acero S 275 vs. PVC para tablestacas

Propiedad del material	S 275	PVC
Tensión de rotura (N/mm <sup>2</sup> )	430-580	40,7-51,7
Deformación de rotura (%)	21	40-80
Límite elástico (N/mm <sup>2</sup> )	275	40,7-44,8
Módulo elástico (N/mm <sup>2</sup> )	210.000	2400-4100
Impacto Izod (J/m)	640,55	21,35-117,43
Dureza	131 (Brinell)	65-85 (Shore)
Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	7.850	1.270-1.150

Los usos principales de este tipo de tablestacas se reducen a obras de protección de márgenes donde no las alturas libres no sobrepasan los 3 metros por lo que no es necesaria una hincada muy profunda y donde se valoran los aspectos estéticos y de durabilidad de las tablestacas de PVC. Para mayores clavos los perfiles de acero son más competitivos.

### GFRP

Un material compuesto para el que también se ha encontrado una aplicación en tablestacas es el GFRP (glass-fibre reinforced polymer). El material se compone de una matriz de resina que se refuerza con fibras de vidrio continuas, en proporciones variables, orientadas respecto al eje de la tablestaca a 0, 90, +45 y -45 grados formando un entramado resistente.

A diferencia del PVC, las características mecánicas de las tablestacas de GFRP no son muy diferentes a las del acero en cuanto a resistencia, aunque su fragilidad y su deformabilidad son los factores a tener en cuenta como limitativos en su cálculo. El módulo elástico es casi 5 veces menor y la resistencia del GFRP es en general 1,50 a 2 veces mayor que la del acero con una densidad de menos de la cuarta parte de éste, con la particularidad de no poseer rotura dúctil sino frágil [16], por lo que se han de tomar precauciones durante el proceso de hincada para evitar daños al perfil. Al no presentar deformaciones plásticas los coeficientes de seguridad usados en este tipo de material son muy grandes, por lo que las ventajas en cuanto a resistencia/peso son bastante menores a las esperadas. Según el ACI, para evitar roturas por fluencia de las fibras y teniendo en cuenta factores ambientales como la humedad, el factor de seguridad a usar es de 5 frente a 1,05 o 1,00 del acero.

En la tabla 13 se muestra una comparación del acero S 275 y el GFRP para su composición más habitual en el uso de tablestacas [16].

**Tabla 13:** Características del acero S 275 vs. GFRP para tablestacas

Propiedad del material	S 275	GFRP
Tensión de rotura (N/mm <sup>2</sup> )	430-580	520-830*
Deformación de rotura (%)	21	2
Límite elástico (N/mm <sup>2</sup> )	275	No aplicable
Módulo elástico (N/mm <sup>2</sup> )	210.000	40.800
Impacto Izod (J/m)	640,55	21,35-117,43
Dureza	131 (Brinell)	60 (Barcol)
Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	7.850	1.450-1.800

\* En función del grosor de la pieza, debido al cortante interlaminar fibra-matriz

Las tablestacas de GFRP son altamente resistentes a la corrosión frente a una gran variedad de agentes químicos y son inertes a los iones de cloro, aunque su elevado precio hace de ellas una opción poco competitiva.

## Aluminio

Las tablestacas de aluminio están comercialmente en el mercado desde 1969 y ofrecen la alternativa metálica al PVC y al GFRP. La relación resistencia/peso es de 3 a 5 veces mayor a la del acero, permitiendo reducir costes en el manejo y colocación de este tipo de tablestacas, además de presentar una resistencia a la corrosión muy buena debida a la formación de su pátina protectora.

Los inconvenientes del aluminio son, por un lado, su dificultad de hinca en suelos duros y rocas, los problemas de inestabilidad local de secciones, su bajo módulo de Young (un tercio del acero) lo que conduce a dimensionamientos en función de las deformaciones admisibles y por otro lado, el problema de la corrosión galvánica en presencia de agua de mar. El agua de mar no es corrosiva por si sola frente al aluminio, ya que su pH medio es de 8,0 y la pátina protectora se mantiene estable en un rango de pH de 4,5 a 8,5 [17], sin embargo la corrosión galvánica se presentará si se suma la solución salina al contacto con anclajes u otros elementos de acero. Por tal motivo, si se no se pueden usar anclajes y uniones de aluminio, se recomienda el uso de acero inoxidable en este tipo de elementos así como el uso de protección catódica o ánodos sacrificables si se prevé la existencia de suelos con pH agresivo, como suelos orgánicos. Las precauciones necesarias para evitar los efectos indeseados de la corrosión galvánica hacen que la colocación en obras permanentes de este tipo de tablestacas sea compleja, aunque puede ser muy útil en obras provisionales.

Una comparación de las propiedades del acero frente a las del aluminio se puede ver en la tabla 14:

**Tabla 14: Características del acero S 275 vs. aluminio para tablestacas**

Propiedad del material	S 275	Aluminio
Tensión de rotura (N/mm <sup>2</sup> )	430-580	310
Deformación de rotura (%)	21	6
Límite elástico (N/mm <sup>2</sup> )	275	260
Módulo elástico (N/mm <sup>2</sup> )	210.000	70.000
Dureza (Brinell)	131	15
Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	7.850	2.700

Los problemas de corrosión en ambientes marinos, su fragilidad, las deformaciones en servicio y el elevado precio del aluminio, triplicando el del acero, hacen que las ventajas del uso de tablestacas de este material se vean ensombrecidas por sus inconvenientes, en favor de las tablestacas de acero.



## **4. ACCIONES**





## 4.1. Introducción

Las cargas que actúan sobre un tablestacado provienen principalmente del suelo y del agua que rodean la estructura así como de sobrecargas en superficie sobre el terreno y cargas externas aplicadas directamente sobre las tablestacas. Existe abundante bibliografía de consulta sobre el tema de los empujes de tierras como [18, 19, 20, 21], y desde la irrupción de los programas de ordenador que usan métodos de elementos finitos para obtener los empujes de tierras, sobre todo en geometrías complicadas y en problemas 3D, se ha desplazado a los métodos manuales, por lo que en este apartado se hará una breve explicación de los conceptos más importantes y algunos métodos para la evaluación de estas cargas para mayor comprensión de su funcionamiento estructural. Las combinaciones de éstas se tratan en Eurocódigo 0 para ELU y ELS, explicados en los capítulos 6 y 7.

## 4.2. Empujes de tierras

### 4.2.1. Conceptos previos

Los empujes de tierras reflejan el estado tensional del suelo. Para describir este estado tensional se usa el coeficiente de empuje,  $K$ , que se define como el cociente entre la tensión vertical y la horizontal a cualquier profundidad bajo la superficie del suelo:

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (4.1)$$

Los empujes de tierras para un sistema suelo-estructura dado, pueden variar de un estado inicial de tensiones, el llamado “empuje al reposo”,  $K_0$ , a un estado límite mínimo llamado “empuje activo”,  $K_a$ , o a uno máximo, el “empuje pasivo”  $K_p$ . La magnitud de la presión ejercida sobre la estructura de contención de tierras depende, entre otros factores, de las propiedades físicas y de resistencia del suelo, de la interacción en la interfase suelo-estructura, de las condiciones del nivel freático, del grado de sobreconsolidación del suelo y de las deformaciones del sistema suelo-estructura. Un esquema básico de los empujes actuando sobre un muro se puede ver en la figura 44, donde se muestra el empuje hidrostático, las tensiones verticales debidas al peso específico del terreno y la distribución más simple de tensiones horizontales en el terreno así como sus resultantes.

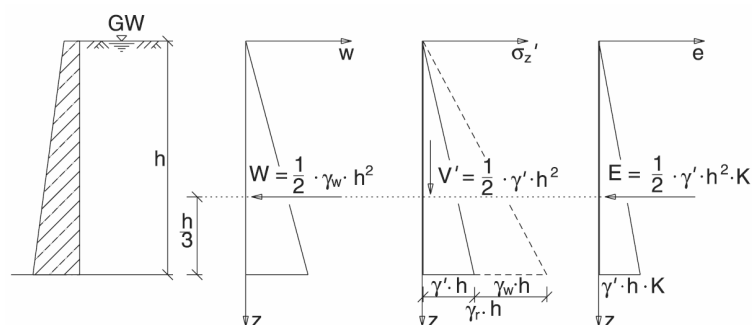


Figura 44: Empuje hidrostático, presión vertical y empuje horizontal de tierras

En tablestacados, habitualmente se puede considerar que se cumple el estado de deformación plana, por lo que se pueden representar los estados tensionales en 2D mediante el criterio de rotura de Mohr-Coulomb tal y como se muestra en la figura 45. Si se simplifica al caso bidimensional, se trabaja con las tensiones principales  $\sigma_1 \neq \sigma_2 = \sigma_3$ . La línea de rotura que limita los estados tensionales posibles tiene la forma:

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \cdot \tan \phi' \quad (4.2)$$

Donde  $\tau_f$  y  $\sigma'_f$  son las tensiones tangencial y normal en el plano de rotura,  $c'$  el valor de la cohesión y  $\phi'$  el ángulo de rozamiento interno.

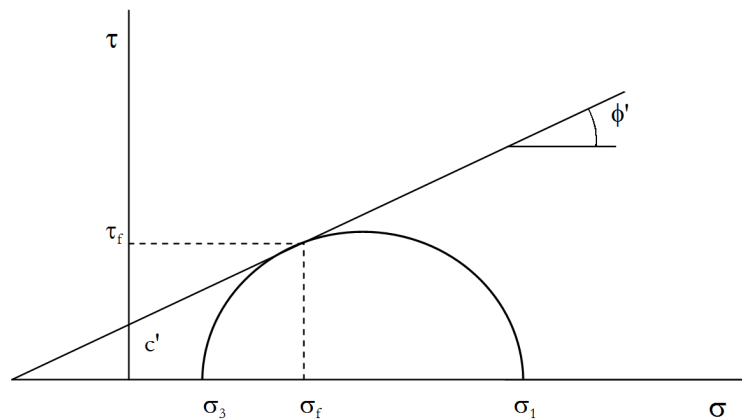


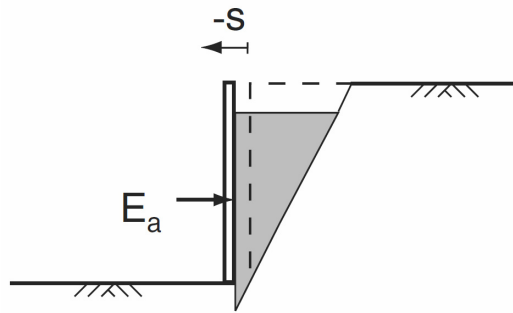
Figura 45: Criterio de rotura de Mohr-Coulomb

### Empuje al reposo

Los empujes al reposo corresponden al estado de tensiones donde no existe deformación lateral, conservando teóricamente las condiciones edométricas, aunque estas condiciones son difíciles de conservar en la práctica. Se puede alcanzar un valor próximo al reposo en casos de muros con coacciones laterales del movimiento en coronación (muros de sótano por ejemplo). En estos casos, los empujes de tierras sobre la estructura serán de valor próximo al valor que existía en el terreno antes de la construcción. Este estado de tensiones se muestra en la figura 48 como el círculo O en el diagrama de Mohr. El valor del coeficiente de empuje al reposo aumentará en función del estado de consolidación del suelo, según su historial de tensiones que se refleja mediante el parámetro de razón de sobreconsolidación, OCR (overconsolidation ratio).

### Empuje activo

El empuje activo es el valor mínimo de la presión horizontal de tierras a cualquier profundidad. Este empuje se desarrolla cuando el muro se mueve o gira separándose del suelo y permitiendo que éste se expanda horizontalmente en la dirección del movimiento, como se esquematiza en la figura 46.

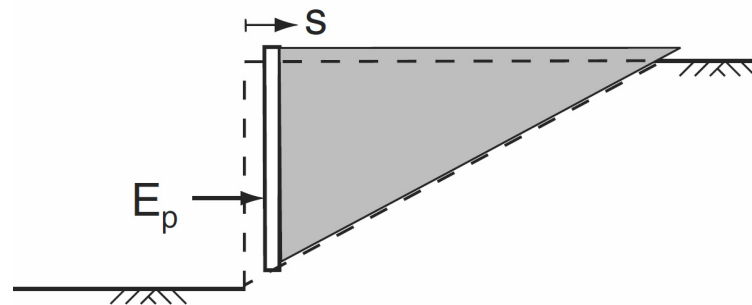


**Figura 46:** Esquema del desarrollo del empuje activo

Cuando el desplazamiento llega a ser suficientemente amplio, se agota la capacidad resistente de suelo, rompiéndose según ciertas superficies de deslizamiento. El estado tensional resultante al alcanzar la rotura se muestra en la figura 48 como el círculo A.

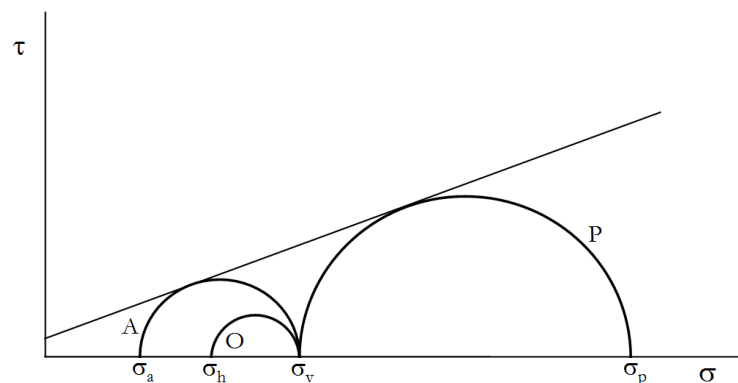
### Empuje pasivo

El empuje pasivo es el valor máximo de la presión horizontal que se puede desarrollar a cualquier profundidad mediante el movimiento o rotación de un muro hacia el terreno, comprimiéndolo horizontalmente, como se muestra esquemáticamente en la figura 47.



**Figura 47:** Esquema del desarrollo del empuje pasivo

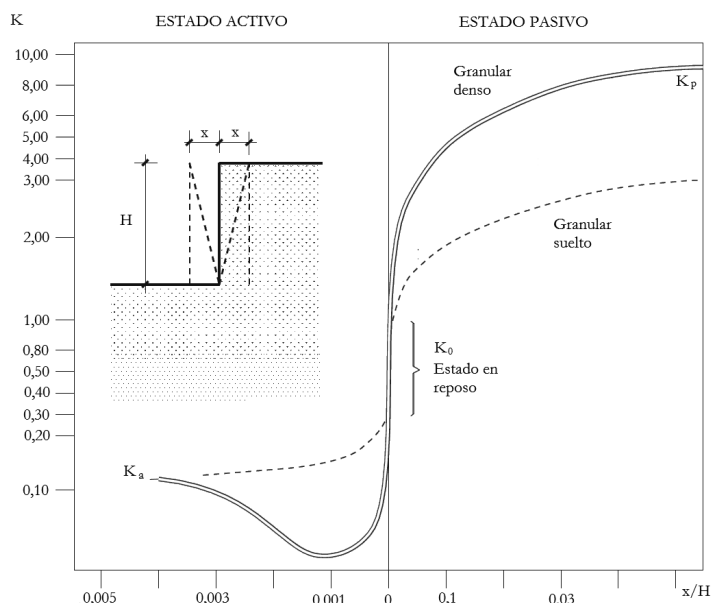
De esta manera el suelo ayuda a soportar las cargas exteriores (empujes de atraque, tiros de anclaje, etc.), aumentando el valor del coeficiente de empuje pasivo a medida que lo hace la deformación hasta alcanzar la resistencia del terreno, movilizándose completamente el empuje pasivo. El estado tensional resultante se muestra en la figura 48 como el círculo P.



**Figura 48:** Representación de Mohr de los estados de Rankine

### Movimiento del tablestacado

La magnitud requerida de movimiento del muro, considerando éste infinitamente rígido, para desarrollar un empuje activo o pasivo depende de la rigidez del suelo y de la altura de la tablestaca. En la figura 49 se muestra un ejemplo [20] que ilustra la variación del coeficiente de empuje en función del giro de un hipotético muro que soporta un relleno granular.



**Figura 49:** Esquema de relación entre empuje y movimiento para relleno granular

Otras experiencias [20, 22] indican que los movimientos necesarios para provocar el estado límite del empuje activo en terrenos granulares de densidad media son del orden de magnitud siguientes para una altura  $H$  de muro:

Rotación alrededor de la cabeza =  $0,002 H$

Rotación alrededor del pie =  $0,005 H$

Traslación horizontal =  $0,001 H$

En la tabla 15 se indican también valores típicos de la rotación necesaria para movilizar los empujes límites en otros terrenos.

**Tabla 15:** Valores típicos de la rotación  $x/H$  necesaria para movilizar el empuje

Tipo de terreno	Empuje activo	Empuje pasivo
Granular denso	0,001	0,02
Granular suelto	0,004	0,06
Cohesivo duro	0,01	0,02
Cohesivo blando	0,02	0,04

En aquellos suelos que exhiben resistencia de pico, y que por lo tanto disminuyen su resistencia al corte al aumentar la deformación, es posible que existan unos estados de

deformación intermedios para los cuales se alcanza un empuje aún más bajo que el empuje activo o un empuje aún más alto que el empuje pasivo. En general y por lo tanto también en el presente trabajo, se entienden como valores límites (activo y pasivo) aquéllos que corresponden a grandes deformaciones, más allá de las necesarias para rebasar la posible resistencia de pico.

### Rozamiento entre el paramento y el terreno

El movimiento vertical relativo a lo largo de la interfase muro-terreno puede proporcionar una resultante inclinada de los empujes de tierras debida a las tensiones tangenciales por la fricción en suelos granulares o la adhesión en suelos cohesivos. El vector de empuje se inclinará un ángulo  $\delta$ , afectando a la resultante horizontal de los empujes.

En el caso de empujes activos, el rozamiento disminuirá favoreciendo generalmente el cálculo frente a los Estados Límite Últimos, por lo que se tomarán valores moderados de  $\delta$  conservadoramente. En el caso de empujes pasivos, normalmente el valor de  $\delta$  será negativo, incrementando la magnitud del empuje pasivo, aunque se deberá comprobar que el desplazamiento relativo necesario para que se produzca esa dirección del empuje es compatible con las coacciones externas. Finalmente y como norma general, en los cálculos de empuje al reposo la dirección del empuje debe suponerse paralela a la superficie del terreno.

En cualquier caso, sea el empuje límite activo o pasivo, el valor absoluto de  $\delta$  no superará el ángulo de resistencia del contacto tierras-muro. En la tabla 16 se indican los valores orientativos de ese ángulo a utilizar a falta de mejor información. Si la estructura o el terreno están sujetos a vibraciones importantes deberá considerarse  $\delta = 0$ .

**Tabla 16:** Valores máximos de  $\delta$  en función del ángulo de rozamiento del terreno,  $\phi$

Tipo de paramento	Suelos granulares y suelos cohesivos a largo plazo	Suelos cohesivos a corto plazo
Paramento perfectamente liso (tratado con asfalto, betún...)	0	0
Acero, hormigón prefabricado, escolleras o madera	$\phi \cdot 2/3$	0
Hormigonado contra el terreno	$\phi$	0

#### 4.2.2. Cálculo del empuje activo

El coeficiente de empuje activo puede estimarse mediante la teoría de Coulomb, cuya solución se indica en las ecuaciones 4.3 a 4.10 según el esquema de la figura 50 para el caso de un terreno granular, seco y homogéneo. Como comentario, el cálculo del empuje activo se puede abordar también mediante la teoría de Rankine, aunque el método aquí explicado se considera más adecuado en casos en que el trasdós de cálculo del muro coincide con el

real, situación más habitual en tablestacados. Por lo tanto, en los casos en que el trasdós de cálculo del muro se ha obtenido mediante alguna simplificación de manera que la línea virtual que lo representa se aleja bastante del trasdós real del muro, puede ser más conveniente evaluar el coeficiente de empuje según el método de Rankine, que supone una plastificación completa por extensión del terreno en el trasdós del muro y eso implica una determinada inclinación del empuje. El método de Rankine se puede consultar en diversas publicaciones [20, 23].

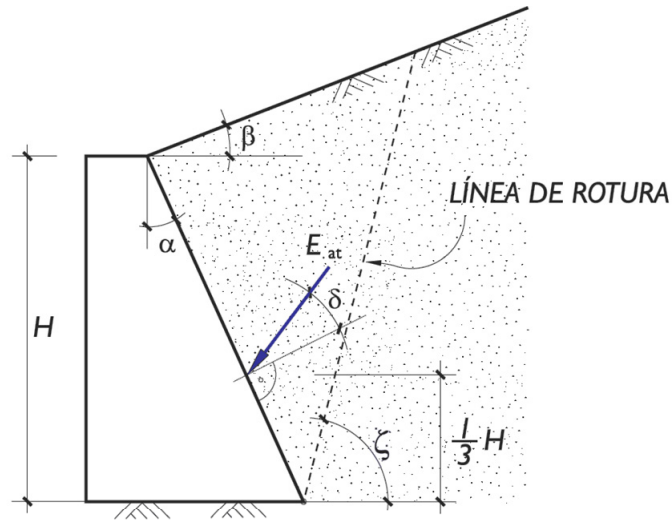


Figura 50: Geometría del caso de empuje activo para un terreno homogéneo

La distribución en  $h$  del empuje activo del terreno será, tomando la ecuación 4.1:

$$\sigma_h' = \sigma_v' \cdot K_a = \gamma \cdot h \cdot K_a \quad (4.3)$$

El valor del empuje cuya resultante actúa a una altura de  $1/3$  de  $H$  se puede calcular integrando la ley de presiones 4.3 y calculando el valor de  $K_a$ :

$$E_{at} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot H^2 \quad (4.4)$$

$$K_a = \left[ \frac{\text{sen} \alpha \cdot \cos(\phi - \alpha)}{\sqrt{\cos(\alpha + \delta)} + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta)}{\cos(\beta - \alpha)}}} \right]^2 \quad (4.5)$$

El ángulo  $\delta$  se puede estimar según los valores de la tabla 16 a falta de valores más precisos. Para el caso particular de  $\alpha = \beta = \delta = 0$  se obtiene el valor clásico del empuje activo de Rankine en condiciones drenadas:

$$K_a = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) = \frac{1 - \text{sen} \phi'}{1 + \text{sen} \phi'} \quad (4.6)$$

Para facilitar el cálculo de empujes según el método de Coulomb se incluye la tabla 17 que indica el valor del coeficiente de empuje activo horizontal  $K_{ah}$  para distintos valores de  $\phi$ ,  $\alpha$  y  $\delta$ .

$$K_{ah} = K_a \cdot \cos(\alpha + \delta) \quad (4.7)$$

Tabla 17: Valores de  $K_{ah}$  según Blum

$\alpha \backslash \phi$	$\delta \backslash \beta$	20°					30°					40°				
		-20°	-10°	0°	+10°	+20°	-20°	-10°	0°	+10°	+20°	-20°	-10°	0°	+10°	+20°
+20°	+20°	1,132	1,132	1,132	1,132	1,132	0,798	0,708	0,646	0,595	0,547	0,555	0,488	0,454	0,416	0,380
	+10°	1,132	0,818	0,721	0,651	0,590	0,708	0,605	0,537	0,483	0,435	0,498	0,440	0,396	0,359	0,324
	0°	1,132	0,721	0,609	0,532	0,470	0,646	0,537	0,468	0,414	0,367	0,454	0,396	0,353	0,316	0,283
	-10°	1,132	0,651	0,532	0,455	0,394	0,595	0,483	0,414	0,362	0,317	0,416	0,359	0,316	0,281	0,250
	-20°	1,132	0,590	0,470	0,394	0,335	0,547	0,435	0,367	0,317	0,275	0,380	0,324	0,283	0,250	0,220
+10°	+20°	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,661	0,558	0,539	0,502	0,468	0,426	0,385	0,355	0,329	0,306
	+10°	1,000	0,726	0,644	0,588	0,541	0,588	0,505	0,454	0,413	0,378	0,385	0,344	0,313	0,288	0,265
	0°	1,000	0,644	0,551	0,489	0,440	0,539	0,454	0,402	0,361	0,326	0,355	0,313	0,283	0,259	0,237
	-10°	1,000	0,588	0,489	0,426	0,377	0,502	0,413	0,361	0,321	0,288	0,329	0,288	0,259	0,235	0,213
	-20°	1,000	0,541	0,440	0,377	0,300	0,468	0,378	0,326	0,288	0,256	0,306	0,265	0,237	0,213	0,193
0°	+20°	0,883	0,883	0,883	0,883	0,883	0,532	0,477	0,441	0,413	0,389	0,315	0,287	0,267	0,250	0,235
	+10°	0,883	0,638	0,569	0,523	0,486	0,477	0,413	0,374	0,344	0,321	0,287	0,258	0,238	0,221	0,207
	0°	0,883	0,569	0,490	0,440	0,401	0,441	0,374	0,333	0,304	0,279	0,267	0,238	0,217	0,201	0,187
	-10°	0,883	0,523	0,440	0,388	0,350	0,413	0,344	0,304	0,275	0,251	0,250	0,221	0,201	0,186	0,172
	-20°	0,883	0,486	0,401	0,350	0,311	0,389	0,321	0,279	0,251	0,227	0,235	0,207	0,187	0,172	0,159
-10°	+20°	0,773	0,773	0,773	0,773	0,773	0,421	0,375	0,348	0,327	0,311	0,219	0,200	0,187	0,177	0,169
	+10°	0,773	0,551	0,492	0,455	0,426	0,375	0,325	0,296	0,275	0,258	0,200	0,181	0,169	0,159	0,150
	0°	0,773	0,492	0,426	0,385	0,355	0,348	0,296	0,266	0,245	0,228	0,187	0,169	0,156	0,146	0,138
	-10°	0,773	0,455	0,385	0,344	0,313	0,327	0,275	0,245	0,224	0,208	0,177	0,159	0,146	0,137	0,128
	-20°	0,773	0,426	0,355	0,313	0,283	0,311	0,258	0,228	0,208	0,191	0,169	0,150	0,138	0,128	0,121
-20°	+20°	0,665	0,665	0,665	0,665	0,665	0,312	0,277	0,258	0,244	0,233	0,135	0,124	0,117	0,112	0,108
	+10°	0,665	0,456	0,412	0,382	0,360	0,277	0,240	0,220	0,206	0,195	0,124	0,114	0,107	0,101	0,097
	0°	0,665	0,412	0,357	0,325	0,302	0,258	0,220	0,199	0,185	0,174	0,117	0,107	0,100	0,095	0,090
	-10°	0,665	0,382	0,325	0,292	0,269	0,244	0,206	0,185	0,171	0,160	0,112	0,101	0,096	0,090	0,085
	-20°	0,665	0,360	0,302	0,269	0,246	0,233	0,195	0,174	0,160	0,150	0,108	0,097	0,090	0,085	0,081

El coeficiente de empuje activo de Coulomb es aplicable siempre para el cálculo de empujes activos. La inclinación de la línea de rotura del trasdós que resulta de la teoría de Coulomb para el caso de un terreno granular seco y homogéneo viene dada por la expresión:

$$tg(\xi - \beta) = \frac{\cos \rho \cdot \sqrt{\cos(\alpha - \beta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta)}}{\sqrt{\cos(\alpha + \delta) \cdot \text{sen}(\phi + \delta) - \text{sen} \rho \cdot \sqrt{\cos(\alpha - \beta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta)}}} \quad (4.8)$$

Donde:

$$\rho = \phi + \alpha + \delta - \beta \quad (4.9)$$

Para el caso particular habitual en tablestacados de paramentos verticales con trasdós horizontal ( $\alpha = \beta = 0$ ) la expresión anterior se simplifica:

$$\operatorname{tg} \xi = \operatorname{tg} \phi + \frac{1}{\cos \phi} \cdot \sqrt{\frac{\operatorname{sen} \phi \cdot \cos \delta}{\operatorname{sen}(\phi + \delta)}} \quad (4.10)$$

Además, para  $\delta = 0$ , el ángulo de rotura del terreno toma la forma clásica habitual del ángulo de rotura de Rankine:

$$\xi = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \quad (4.11)$$

Hasta ahora no se ha tenido en cuenta el efecto de la cohesión en el cálculo del empuje activo, ya que es siempre beneficioso en el sentido de reducir la magnitud del empuje y por otro lado los rellenos en tablestacados serán eminentemente granulares. Además se ha de tener en cuenta que la cohesión es una parte de la resistencia del terreno que se puede perder a largo plazo, ya sea por aflojamiento de la estructura del terreno (entumecimiento causado por la humectación o la saturación) o por la fisuración que puede producirse debido a los movimientos del muro o a los cambios climáticos (vibración, fisuración por desecación). Por estos motivos se puede prescindir de su influencia en los cálculos de los empujes, conservadora y prudentemente, aunque si en el trasdós de la tablestaca vertical y con terreno horizontal existen suelos cohesivos, su efecto se puede tener en cuenta modificando las ecuaciones 4.3 y 4.4 resultando:

$$\sigma_h' = \sigma_v' \cdot K_a - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a} \quad (4.12)$$

$$E_{at} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot H^2 - 2 \cdot c' \cdot H \sqrt{K_a} \quad (4.13)$$

### 4.2.3. Cálculo del empuje pasivo

El cálculo del empuje pasivo es necesario para conseguir el equilibrio del tablestacado, ya sea como empuje estabilizador en el intradós del pie como carga sobre una tablestaca pasiva en la que se introduce un anclaje. Este empuje no es una propiedad del terreno sino un parámetro de cálculo controlado principalmente por la resistencia al corte del terreno y que depende, además, de los ángulos característicos que definen la orientación del paramento del muro, la dirección del empuje y la inclinación del terreno. La idea básica del método de evaluación del coeficiente de empuje pasivo es la teoría de la plasticidad, cuya expresión más simple se representa en la figura 51.

Los métodos de Rankine y de Coulomb, muy utilizados en el cálculo del coeficiente de empuje activo, permiten también el cálculo del coeficiente de empuje pasivo sin más que



cambiar el signo al ángulo de rozamiento interno. No obstante, se recomienda no usar sistemáticamente estos métodos en el cálculo del coeficiente de empuje pasivo, debido a las simplificaciones consideradas en su formulación, como la suposición de una línea de rotura plana, cuando en pasivo ésta dista mucho de serlo. En los casos más habituales en tablestacados, de paramento vertical y terreno horizontal, se puede aplicar Coulomb o Rankine, aunque se debe tener en cuenta superficies de deslizamiento curvas a partir de un valor de rozamiento de  $35^\circ$  [24].

Independientemente del método de cálculo utilizado, la distribución en  $h$  del empuje pasivo del terreno será, tomando la ecuación 4.1:

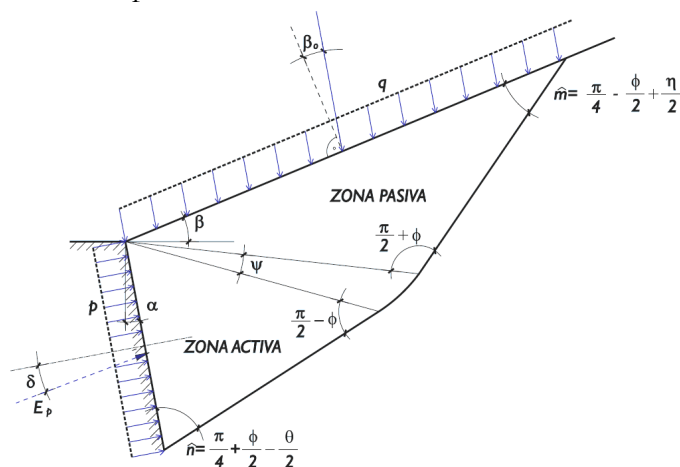
$$\sigma_h' = \sigma_v' \cdot K_p = \gamma \cdot h \cdot K_p \quad (4.14)$$

Además, en ambos casos el valor del empuje pasivo horizontal resultante es:

$$E_{ph} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{ph} \cdot H^2 \quad (4.15)$$

Y los valores de  $K_{pb}$  según la teoría de plasticidad simplificada y la teoría de Rankine son:

Teoría de plasticidad simplificada:



**Figura 51:** Esquema de la teoría simplificada de plasticidad en pasivo

El valor de  $K_{pb}$  se puede calcular usando las expresiones siguientes:

$$K_{ph} = R \cdot \cos \beta \cdot \cos (\beta + \delta) \quad (4.16)$$

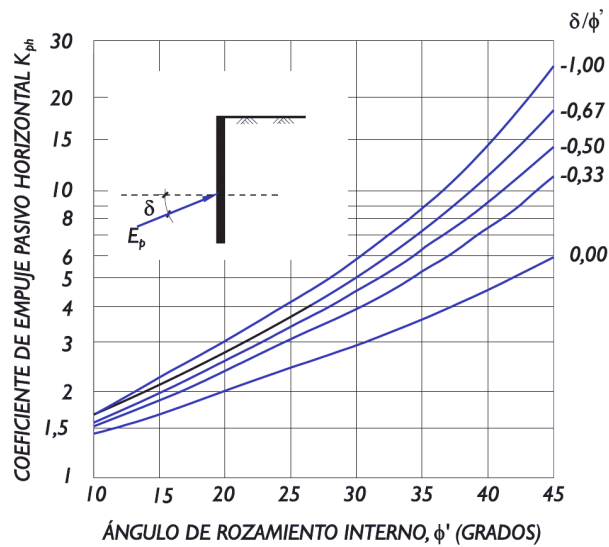
$$R = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi \cdot \cos \theta}{1 - \operatorname{sen} \phi \cdot \cos \eta} \cdot e^{2 \cdot \psi \cdot \operatorname{tg} \phi} \quad (4.17)$$

$$\eta = a \operatorname{sen} \left( \frac{\operatorname{sen} \beta_0}{\operatorname{sen} \phi} \right) - \beta_0 \quad (4.18)$$

$$\theta = \arcsen\left(\frac{\text{sen } \delta}{\text{sen } \phi}\right) + \delta \tag{4.19}$$

$$\psi = \beta - \alpha + \frac{1}{2}(\eta - \theta) \tag{4.20}$$

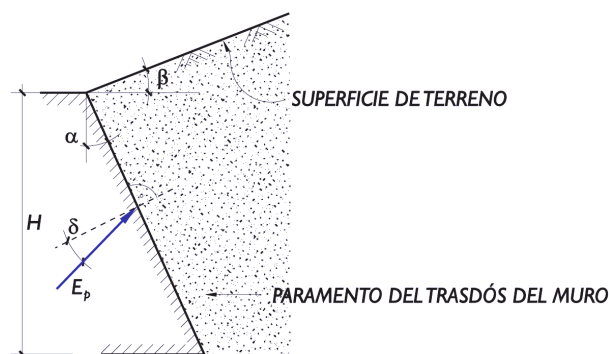
En la figura 52 se indican valores de  $K_{pb}$  en el eje de ordenadas frente al valor del ángulo de rozamiento  $\phi$  en abscisas, para varios valores del ángulo de desviación del empuje respecto a la normal al muro, ángulo  $\delta$ . Los datos de esta figura corresponden a muros de trasdós vertical ( $\alpha = 0$ ) y rellenos de superficie horizontal ( $\beta = 0$ ).



**Figura 52:** Coeficiente  $K_{pb}$  para tablestacas verticales y terreno horizontal

En los casos comentados anteriormente más habituales y en los casos donde el ángulo  $\psi$  sea negativo se usará Coulomb (o Rankine si se prefiere):

Método de Coulomb:



**Figura 53:** Geometría del caso de empuje pasivo para un terreno homogéneo

El valor de  $K_{pb}$  se obtiene de la expresión:

$$K_{ph} = \frac{1}{\cos^2 \alpha} \cdot \left[ \frac{\cos(\alpha + \phi)}{1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\beta - \alpha)}}} \right]^2 \quad (4.21)$$

Para el caso particular de  $\alpha = \beta = \delta = 0$  se obtiene el valor clásico del empuje pasivo de Rankine en condiciones drenadas:

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi'}{1 - \operatorname{sen} \phi'} \quad (4.22)$$

Para la consideración de la cohesión en el empuje pasivo en el caso de tablestaca vertical con terreno horizontal se pueden modificar las expresiones de las tensiones y empujes según:

$$\sigma_h' = \sigma_v' \cdot K_p - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_p} \quad (4.23)$$

$$E_{pt} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_p \cdot H^2 - 2 \cdot c' \cdot H \sqrt{K_p} \quad (4.24)$$

#### 4.2.4. Cálculo del empuje al reposo

El cálculo del empuje al reposo puede ser necesario en la comprobación de algunos Estados Límite de Servicio así como en algunos estados límite asociados con el comportamiento estructural del muro, como las deformaciones o esfuerzos en muros de sótano (con coacciones horizontales del movimiento) o en tablestacas hincadas en el agua y con el relleno del trasdós posterior al anclaje en vez del excavado del intradós. El valor del coeficiente de empuje al reposo se puede calcular usando la fórmula de Jacky, teniendo en cuenta la razón de sobreconsolidación:

$$K_0 = (1 - \operatorname{sen} \phi) \cdot \sqrt{OCR} \quad (4.25)$$

En suelos granulares debe entenderse como razón de sobreconsolidación el cociente entre la presión equivalente de compactación y la presión efectiva vertical en las proximidades del trasdós del muro. En la compactación de los suelos granulares se producen tensiones que equivalen a presiones estáticas de entre 1 y 3 bares, según la energía de compactación. Este rango de presiones permite obtener una idea de la razón de sobreconsolidación a utilizar en la fórmula anterior. Teóricamente, en la superficie de un relleno granular compactado se alcanzan valores infinitos del parámetro OCR, aunque el límite práctico recomendado para este parámetro es del orden de 2 (compactación ligera) a 4 (compactación intensa).

En suelos arcillosos erosionados se pueden encontrar valores altos de OCR, y en suelos compactados puede seguirse el mismo procedimiento de evaluación que en granulares pero considerando posibles valores más altos del parámetro OCR cerca de la superficie, de hasta 4 para compactaciones ligeras y 9 para compactaciones energéticas.

En general se recomienda salvo una justificación expresa suponer que el empuje al reposo actúa sobre el plano de trasdós con un ángulo de desviación respecto a la normal,  $\delta$ , igual al que resultaría de la aplicación del método de Rankine.

#### 4.2.5. Situaciones de empuje intermedias

Si el movimiento del tablestacado no es suficiente para desarrollar el valor límite del empuje activo, se puede utilizar un valor del empuje que se sitúa entre el valor del empuje al reposo y el activo. Esta situación se puede dar en entibaciones con poca deformación o en tablestacas con anclajes pretensados donde el movimiento inicial del tablestacado es hacia el trasdós en el momento de anclar la estructura. En estas situaciones se puede dar un valor del empuje activo aumentado respecto al valor límite, que se puede calcular como:

$$E_a' = \mu \cdot E_a + (1 - \mu) \cdot E_0 \quad (4.26)$$

Donde el valor de  $\mu \in [0,1]$  depende del desplazamiento de la tablestaca, pudiéndose obtener de [25] en las tablas A.2 y A.3. Asimismo existe un valor del empuje pasivo reducido cuando el movimiento del tablestacado no es suficiente para alcanzar el valor límite de éste.

### 4.3. Sobrecargas

Las sobrecargas que actúan sobre la superficie del terreno en el trasdós del muro obviamente aumentan el valor del empuje activo sobre la tablestaca. A continuación se dan recomendaciones sobre el procedimiento de evaluación de los empujes adicionales causados por las sobrecargas.

#### Sobrecargas uniformes verticales de gran extensión

La sobrecarga más simple a efectos de cálculo es la sobrecarga uniforme y de gran extensión. La intensidad de esta sobrecarga se define como la carga total (en kN) que actúa por cada metro cuadrado de proyección en planta. El efecto de una sobrecarga uniforme es el de aumentar la presión vertical efectiva  $\sigma'_v$  aumentando el empuje horizontal en la proporción  $K_a$  correspondiente, lo que equivale a tener una altura virtual de terreno mayor.

#### Sobrecargas uniformes verticales de extensión limitada

En el caso de zonas de acopio cercanas a la línea del tablestacado o paso de maquinaria o de viales paralelos a dicha línea, la disposición de la sobrecarga será de extensión

indefinida en la dirección del tablestacado pero limitada en la dirección normal. En este caso el problema de cálculo del empuje sigue siendo bidimensional y puede resolverse haciendo las hipótesis simplificativas que se ilustran gráficamente en la figura 54. En esta figura se indica exclusivamente el valor de la componente horizontal del empuje.

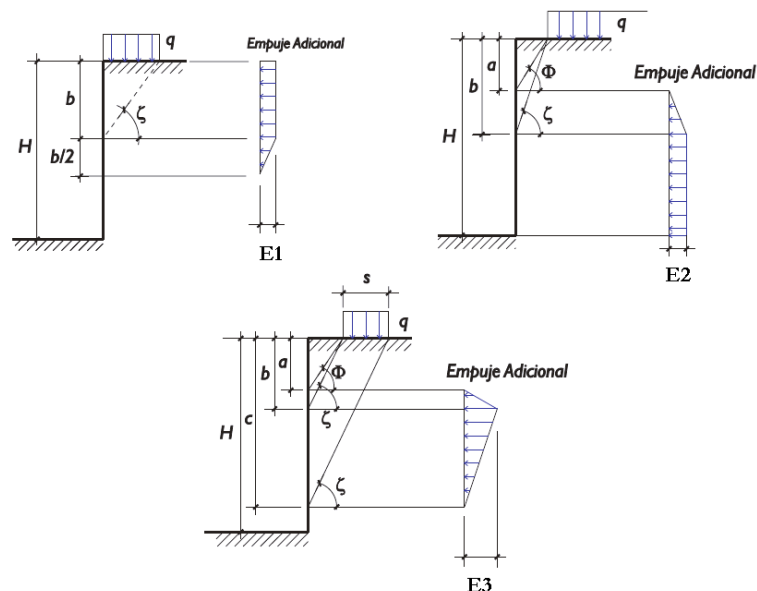


Figura 54: Efecto de las sobrecargas en los empujes activos

El valor de los empujes para cada caso es:

$$E1 = E2 = q \cdot K_a \quad (4.27)$$

$$E3 = \frac{2 \cdot q \cdot s}{c - a} \cdot \frac{\text{sen}(\xi - \phi) \cdot \cos \delta}{\cos(\xi - \delta - \phi)} \quad (4.28)$$

Donde  $\phi$  es el ángulo de rozamiento interno y  $\xi$  el ángulo de la superficie de rotura correspondiente al empuje activo, definido anteriormente. Para el caso habitual de tablestacas verticales con trasdós horizontal ( $\alpha = \beta = 0$ ) el valor de  $\xi$  es:

$$\tan \xi = \tan \phi + \frac{1}{\cos \phi} \sqrt{\frac{\text{sen} \phi \cdot \cos \delta}{\text{sen}(\phi + \delta)}} \quad (4.29)$$

Para empujes normales al trasdós ( $\delta=0$ ) la expresión anterior se simplifica, llegando a la expresión más conocida del ángulo de rotura de Rankine:

$$\xi = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \quad (4.30)$$

En los casos en los que se tenga en cuenta el rozamiento suelo-estructura, el conocimiento previo del ángulo  $\delta$  correspondiente permitirá el cálculo de la componente vertical asociada. Los efectos de las sobrecargas no son estrictamente superponibles. Esto

es, el empuje causado por la suma de dos sobrecargas es distinto, en general menor, que la suma de sus efectos parciales cuando se consideran aisladas. Por este motivo es recomendable utilizar los gráficos de la figura únicamente para sumar efectos de distintas sobrecargas, ya que ello conducirá en general a resultados conservadores. No se debe, sin embargo, utilizar esas soluciones para restar el efecto de sobrecargas.

### Sobrecargas verticales lineales o concentradas

Es habitual en el caso de muelles o en tablestacas en medios urbanos la presencia de sobrecargas lineales o concentradas, como las correspondientes a grúas portuarias, travel-lifts o equipos especiales. Estas sobrecargas, que actúan en líneas paralelas a la coronación del tablestacado aumentan el empuje activo sobre el paramento. El empuje unitario horizontal adicional que provocan, así como su resultante, puede estimarse con el procedimiento indicado en las figuras 55 y 56.

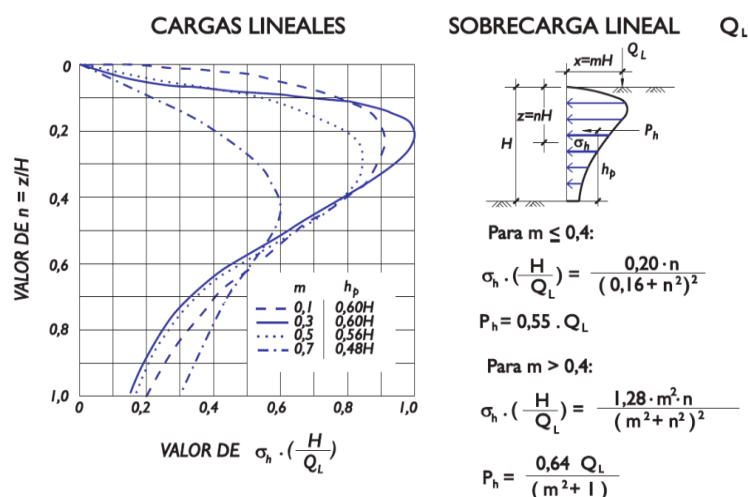


Figura 55: Efecto de las sobrecargas lineales en los empujes activos

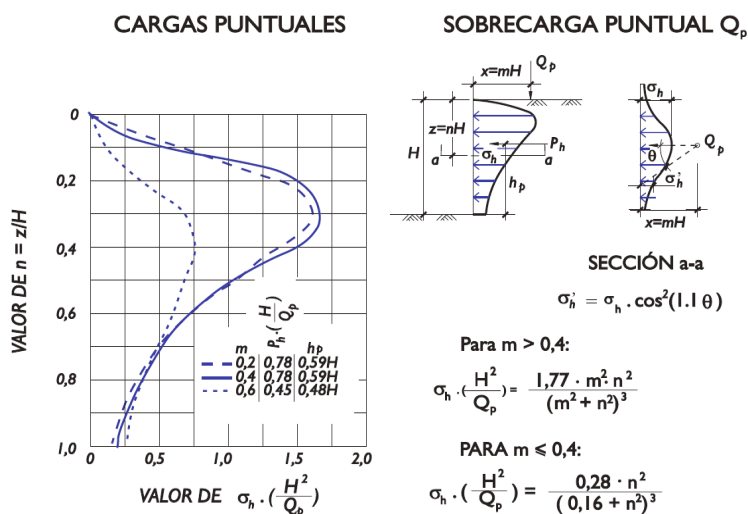
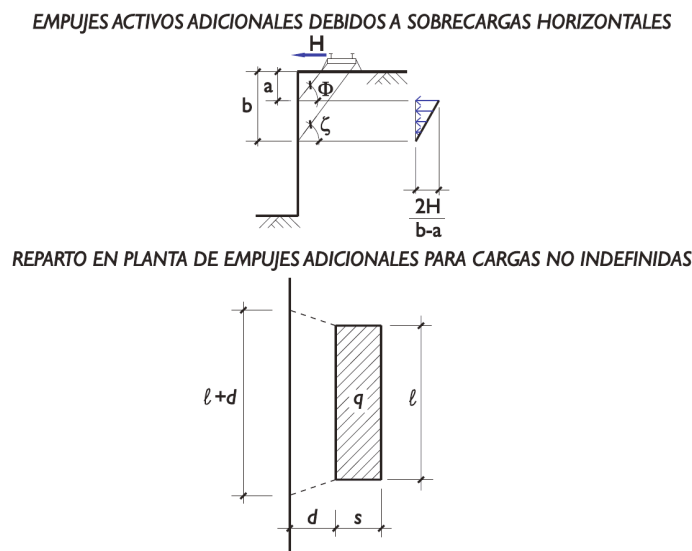


Figura 56: Efecto de las sobrecargas concentradas en los empujes activos

En ambos casos la solución está obtenida a partir de ciertas consideraciones basadas en las modificaciones realizadas por Terzaghi en 1954, extraídas de trabajos experimentales, de las soluciones del método de Boussinesq según la teoría de la elasticidad. Las soluciones indicadas no dependen de la resistencia del material del trasdós ni de la posible ubicación de la línea de rotura. En consecuencia, la superposición de efectos es plenamente concordante y se puede componer, con adiciones y sustracciones de estos casos elementales, el efecto de las sobrecargas reales que existan.

### Sobrecargas horizontales

Las sobrecargas horizontales, ya sean concentradas o distribuidas linealmente, son frecuentes en las proximidades de los muelles de tablestacas, debidas principalmente al tiro de bolardo, entre otras causas. Su consideración en el cálculo del empuje activo es fundamental, ya que su acción se transmite íntegramente al tablestacado cuando están situadas dentro de la cuña de rotura. En la figura 57 se indica un procedimiento simplificado sobre la forma en que puede considerarse su efecto.



*Figura 57: Esquema para la consideración de sobrecargas horizontales*

En los casos de tiros de bolardo de magnitud considerable se recomienda que los dispositivos de anclaje se diseñen independientemente del tablestacado, con anclajes que lleven las cargas a pantallas pasivas o pilotes en A.

## 4.4. Empujes del agua

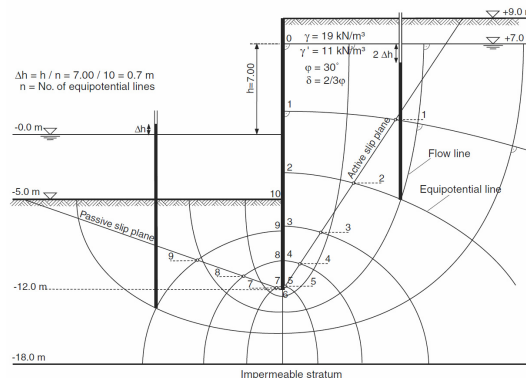
### Presión hidrostática

Una diferencia en nivel del agua de cualquier lado de la tablestaca crea una presión hidrostática desequilibrada. Las presiones de agua son calculadas multiplicando la profundidad de agua por su peso específico. Si se asume una condición hidrostática sin flujo, es decir sin tener en cuenta los efectos de la filtración, se asume que la presión

hidrostática actúa a lo largo de toda la profundidad de hinca. La presión de agua se debe agregar a las tensiones efectivas del suelo a cada lado de la tablestaca para obtener las totales.

### Efectos del flujo de agua

Donde exista filtración de agua, la presión diferencial de agua es disipada por el flujo vertical por debajo de la tablestaca. El efecto de este flujo sobre los empujes es de importancia fundamental en recintos cerrados, donde la diferencia de nivel piezométrico entre el trasdós y el intradós puede acarrear un aumento de la profundidad de clava hasta un 60%, como se verá en el apartado 5. La distribución de la presión de agua se puede obtener de un análisis de la filtración. El análisis debe considerar la permeabilidad de los suelos circundantes así como la eficacia de cualquier dren presente. Las técnicas del análisis de la filtración aplicables al diseño de la tablestaca incluyen redes del flujo, el método del arrastramiento, y el método de los fragmentos. Algunos métodos de análisis de la filtración se discuten en [26] y uno simplificado en [20]. Estas técnicas simplificadas pueden proporcionar resultados conservadores o dejar del lado de la inseguridad. Por lo tanto, es responsabilidad del proyectista decidir a si el diseño final se debe basar en un análisis más riguroso, tal como el método de los elementos finitos.



**Figura 58:** Ejemplo de red clásica de filtración

La filtración ascendente en el intradós de la tablestaca tiende a reducir el peso eficaz del suelo, reduciendo así su capacidad de ofrecer empuje lateral. En materiales permeables los efectos de la filtración ascendente pueden causar problemas de arrastre de material o “piping” o, en casos extremos, provocar la licuefacción del suelo. El aumento de la longitud de clava de la tablestaca, aumentando así la trayectoria de filtración, es un método eficaz de limitar el caudal filtrado. Para las tablestacas que retengan un relleno, se recomienda la colocación de un dren siempre que sea factible.

### Efectos del oleaje

Las fuerzas laterales producidas por la acción del oleaje dependen de muchos factores, tales como su longitud, altura, punto de rotura, frecuencia y profundidad en el encuentro con la estructura. Las fuerzas a considerar para una gama de alturas de ola posibles así



como recomendaciones basadas en el clima de la península se pueden encontrar en [27, 28, 29]

#### **4.5. Cargas adicionales**

Las tablestacas metálicas se usan en gran variedad de aplicaciones y pueden estar sujetas a cargas diferentes de los empujes de tierras y de agua.

##### **Impactos**

Cuando el tablestacado esté sujeto a riesgo de impacto, se debe sopesar el daño probable que puede sufrir la estructura y evaluar la capacidad de absorción necesaria. Los impactos pueden ser debidos a embarcaciones en el caso de muelles de tablestacas o pilas de puentes en cauces fluviales, o debidos al tráfico terrestre en el caso de tablestacas de contención de tierras en el interior. El tratamiento de estos impactos generalmente se aborda desde el punto de vista de impacto duro, con una respuesta rígida de la estructura y deformación del objeto causante del impacto. Se pueden consultar diversas obras para la evaluación de las fuerzas y precauciones a tomar en estos casos en [30, 31, 32].

##### **Fuerzas debidas al hielo**

El hielo puede afectar los tablestacados de diferentes maneras, siendo las más comunes las sobrepresiones inducidas en los rellenos por la expansión del hielo, las fuerzas debidas a la congelación de la superficie del agua tal se considera en los embalses y los impactos de bloques en estructuras fluviales. En el primer caso se deben tomar precauciones especiales, tales como una selección del material de relleno adecuado, un sistema de drenaje o de aislamiento, para prevenir la formación de lentejones de hielo en el terreno detrás de la estructura de contención [22]. Para el diseño de la estructura teniendo en cuenta los esfuerzos adicionales debidos a la acción del hielo y en el caso de impactos, se puede consultar la bibliografía que trata estos temas [33, 34, 35]. En estructuras marítimas o fluviales en la península, las fuerzas debidas al hielo son prácticamente inexistentes y en todo caso si se cree necesario considerarlas, en el caso de estructuras sometidas al efecto del oleaje, no es necesario que ambas fuerzas sean aplicadas simultáneamente en el mismo punto.

##### **Presiones de viento**

Las presiones de viento en servicio son irrelevantes, aunque pueden darse situaciones en fase de construcción de tablestacas con trasdós formado por relleno, cuando el tablestacado se encuentra hincado y el relleno del trasdós aún no se ha ejecutado. Para tablestacados en esta situación y para todos los casos en general donde se considere necesario, construidos en áreas expuestas bajo la acción del viento, se pueden calcular las cargas a aplicar durante la construcción y durante su vida útil con la normativa existente [36, 37]. Para un cálculo aproximado y según [11] para tablestacas de hasta 6 metros de exposición y sujetas a vientos extraordinarios de hasta 160 km/h, una carga de diseño de

2,40 kN/m<sup>2</sup> se considera adecuada aunque para condiciones normales una carga de 1,50 kN/m<sup>2</sup> debería ser suficiente.

### **Sismo**

Las acciones debidas a un sismo han de ser consideradas en aquellas zonas susceptibles de presentar actividad sísmica. Las presiones de tierras se deben determinar de acuerdo a la normativa de acciones sísmicas vigente [38, 39]. En el peor de los casos se puede producir la licuefacción del terreno, causando el fallo global de la estructura. Si las consecuencias de tal hecho son inaceptables, se debe reemplazar o mejorar el terreno susceptible de licuefactar o mejor aún, reubicar el tablestacado.

## **5. ANÁLISIS**



## 5.1. Consideraciones previas

El análisis de una estructura de contención de tierras con la flexibilidad de un tablestacado introduce en la modelización parámetros que no se han de tener en cuenta generalmente para otro tipo de estructuras, ya que en este caso las cargas que provienen del terreno son también función de la deformación del sistema terreno-estructura. Es de aquí de donde proviene la mayor parte de la complejidad de los análisis de un tablestacado.

Para dicho análisis estructural existen varios métodos sancionados por la experiencia y que han demostrado ser útiles durante muchos años. Hay métodos basados en la teoría de empujes activo y pasivo, en el uso de ábacos, en la idealización del suelo mediante modelos a base de resortes elasto-plásticos, o en cálculos de capacidad última del terreno. Para el análisis sin ayuda de programas de ordenador existe bibliografía aparecida o revisada en los últimos años. Pese al progresivo desuso de este tipo de análisis, se dispone de la Norma de excavaciones y cimentaciones [40] publicada por la Sociedad Alemana de Geotecnia (DGGT) en 2005, el manual de tablestacas [23] profundamente revisado en 2008 o el trabajo publicado por Weißenbach en 2003 [41].

Por otro lado, y en consonancia con la paulatina e imparable aplicación de los ordenadores a todos los campos de la ingeniería, los tablestacados metálicos hoy por hoy son calculados y dimensionados con la ayuda de programas informáticos. Es sin embargo esencial para el calculista tener, algunos conocimientos de los métodos de cálculo manuales, ya sea con el propósito de corroborar los cálculos hechos por el programa de ordenador o simplemente por llevar a cabo un predimensionamiento rápido de una estructura de tablestacas. Los paquetes de software modernos permiten desde llevar a cabo un cálculo simple de equilibrio, uno más complejo mediante la interacción suelo-estructura o un sofisticado análisis mediante elementos finitos. A más complejidad en el análisis, más complejidad en los datos necesarios y más experiencia y conocimientos se requieren en el usuario, por lo que se debe adecuar el ahorro en material con el ahorro en tiempo de diseño.

En una estructura en voladizo, donde no se espera una gran redistribución de tensiones, los resultados mediante un cálculo de equilibrio límite serán bastante aproximados, mientras que en el caso de tablestacados con varias líneas de anclajes, los elementos finitos arrojarán un resultado más económico con menores clavos y secciones. Una comprobación previa del trabajo a realizar ayudará mucho a economizar tiempo, lo cual se traduce en un ahorro económico.

En el apartado de análisis se describen por tanto los métodos de cálculo, empezando por reseñar las redistribuciones de empujes debidas al efecto arco presentes en la bibliografía más habitual, esbozando el método de cálculo de las longitudes de clava, explicando los modelos de interacción suelo-estructura y acabando con una introducción al cálculo plástico y los métodos de elementos finitos.

## 5.2. Distribuciones de presiones de tierras

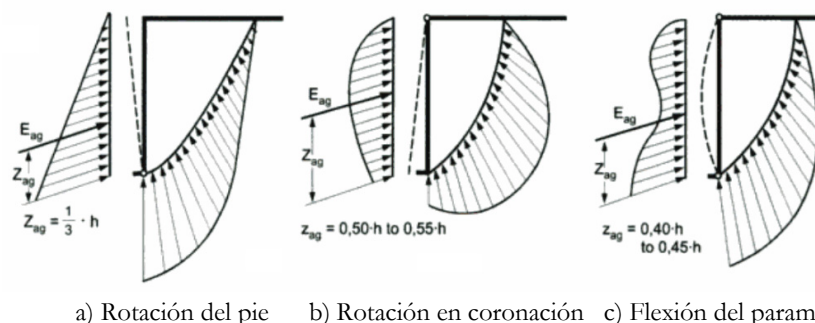
Como se ha visto anteriormente, la teoría de empujes de tierras de Coulomb se basa en un método cinemático con fallo mediante cuerpos rígidos y no entra en consideraciones sobre la distribución de la presión de tierras a lo largo de la altura del muro. En contraste con Coulomb, Rankine asume una aproximación estática, no basada en un plano de rotura discreto, sino más bien en la hipótesis de cumplimiento de la condición límite de Mohr-Coulomb en cuanto a tensiones principales en toda la cuña de suelo a tener en cuenta (ver figura 48). Usando el criterio de rotura de Mohr-Coulomb y como se ha visto en las ecuaciones (4.3) y (4.14), se deduce que de acuerdo con Rankine, el empuje de tierras debido al peso propio del suelo aumenta linealmente con la profundidad. Para alcanzar tal distribución de presiones se ha de suponer una superficie de rotura plana que se obtiene sólo para una rotación de la tablestaca sobre su base para el caso activo y sólo para una traslación en el caso pasivo (figura 59).



**Figura 59:** Movimientos del tablestacado para la obtención de leyes lineales de presiones

Otros movimientos del tablestacado no resultan en una distribución triangular de los empujes debido a que las deformaciones necesarias para desarrollar los valores límite no se alcanzan en ciertas áreas debido al efecto arco principalmente. Sin embargo, como norma general las presiones de tierras en estos casos se calculan inicialmente con una distribución triangular y se procede a efectuar una redistribución manteniendo la magnitud del empuje resultante en todo momento.

La redistribución de presiones debidas al empuje activo que resultan de diferentes movimientos y apoyos según [42] para ensayos realizados por Ohde se muestra en la figura 60.

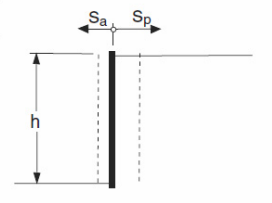
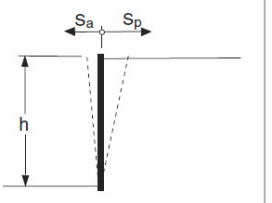
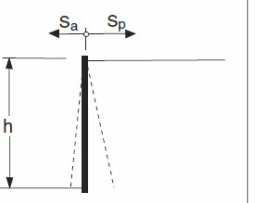
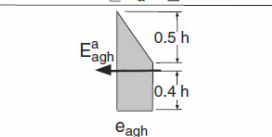
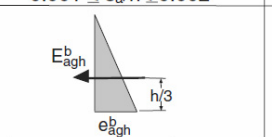
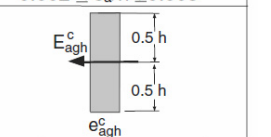
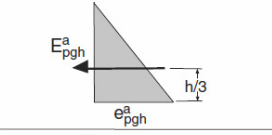
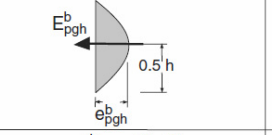
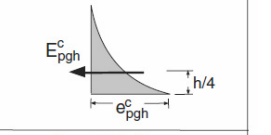


**Figura 60:** Distribución de empuje activo según movimientos del muro

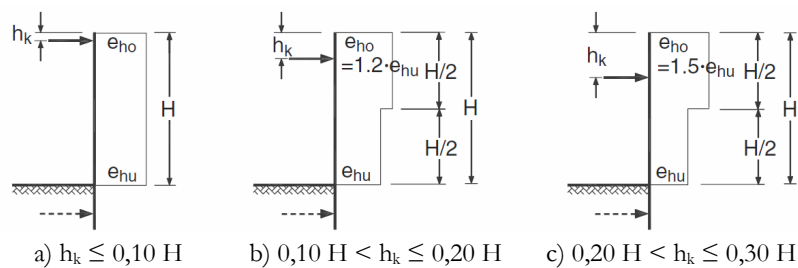
Las diferentes Normas de cálculo de estructuras de contención de tierras han ofrecido soluciones aproximadas para tener en cuenta estas variaciones en las leyes de presiones.

Para diferentes tipos de movimientos del tablestacado y según [25], la redistribución de las leyes de presiones se puede tener en cuenta según muestra la tabla 18, para tablestacados sin apoyos intermedios y para arenas densas o sueltas.

**Tabla 18: Redistribución de presiones de tierras según el movimiento del tablestacado**

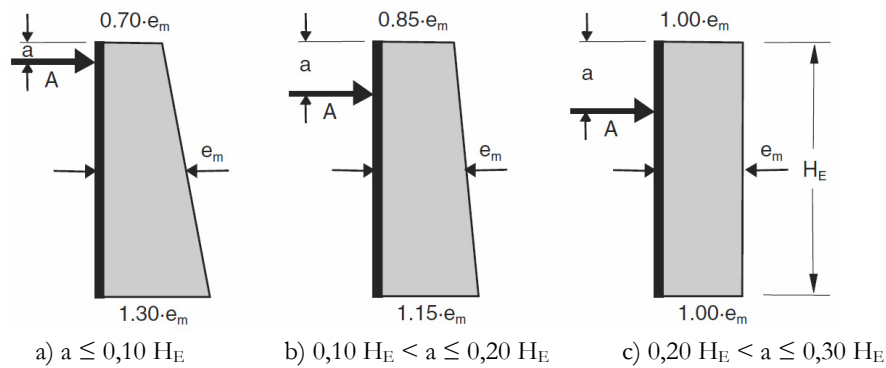
				
		<b>Desplazamiento paralelo</b>	<b>Rotación en la base</b>	<b>Rotación en coronación</b>
<b>Empuje activo</b>	Suelta	$0.002 \leq s_a/h \leq 0.003$	$0.004 \leq s_a/h \leq 0.005$	$0.008 \leq s_a/h \leq 0.01$
	Densa	$0.0005 \leq s_a/h \leq 0.001$	$0.001 \leq s_a/h \leq 0.002$	$0.002 \leq s_a/h \leq 0.005$
<b>Distribución</b>				
<b>Presión</b>		$e_{agh}^a = 2/3 e_{agh}^b$	$e_{agh}^b$	$e_{agh}^c = 0.5 e_{agh}^b$
<b>Empuje</b>		$E_{agh}^a = E_{agh}^b$	$E_{agh}^b = 1/2 \gamma h^2 K_{agh}$	$E_{agh}^c = E_{agh}^b$
<b>Empuje pasivo</b>	Suelta	$0.05 \leq s_p/h \leq 0.10$	$0.07 \leq s_p/h \leq 0.25$	$0.06 \leq s_p/h \leq 0.15$
	Densa	$0.03 \leq s_p/h \leq 0.06$	$0.05 \leq s_p/h \leq 0.10$	$0.05 \leq s_p/h \leq 0.06$
<b>Distribución</b>				
<b>Presión</b>		$e_{pgh}^a$	$e_{pgh}^b = e_{pgh}^a/2$	$e_{pgh}^c = 0.5 e_{pgh}^a$
<b>Empuje</b>		$E_{pgh}^a = 1/2 \gamma h^2 K_{pgh}$	$E_{pgh}^b = 2/3 E_{pgh}^a$	$E_{pgh}^c = E_{pgh}^a$

Para tablestacados con anclajes intermedios en recintos excavados, la Norma alemana [43] indica cómo aplicar la redistribución apropiada de presiones de tierras. En este caso, el número y posición de los elementos de apoyo es decisivo. En la figura 61 se muestran los esquemas de redistribución para un tablestacado con un sólo anclaje a una profundidad  $h_k$  de la cota de coronación.

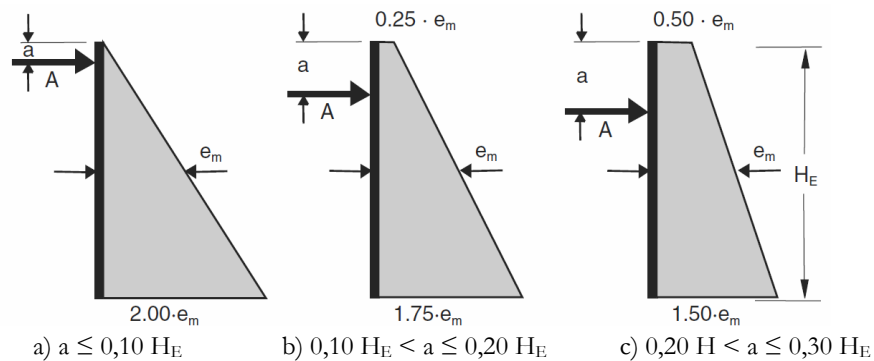


**Figura 61: Redistribución de presiones de tierras en tablestacados con un solo anclaje**

En el caso de estructuras marinas o fluviales ancladas, en [44] se muestran las figuras de redistribución de presiones de tierras que tienen también en cuenta si la estructura se construye en tierra y se excava el intradós (figura 62) o en el agua y se rellena el trasdós (figura 63).



**Figura 62:** Redistribución de presiones de tierras en tablestacados anclados y excavados



**Figura 63:** Redistribución de presiones de tierras en tablestacados anclados y rellenos

En tierra, el terreno en el intradós de la tablestaca se ha de excavar, por lo que las presiones de tierras se redistribuyen hacia la posición del anclaje a medida que la excavación avanza. En el agua, el suelo en el trasdós se rellena por capas por lo que la redistribución que se puede esperar es mínima.

### 5.3. Definición del modelo de cálculo

#### 5.3.1. Introducción

Para llevar a cabo el cálculo del tablestacado se ha de seguir un proceso como el siguiente:

1. Estimar la profundidad de la clava.
2. Determinar las leyes de empujes.
3. Plantear el equilibrio de fuerzas horizontales y de momentos.
4. Resolver el problema estático y obtener la profundidad de clava teórica.
5. Calcular las leyes de esfuerzos y las deformaciones.
6. Dimensionar los perfiles y anclajes.
7. Establecer la profundidad de clava a ejecutar en función del método usado.

Para estimar el valor inicial de la clava se puede usar la tabla 19 donde se da una orientación de la profundidad a utilizar según el tipo de suelo.



**Tabla 19. Valor estimado de la clava en función del tipo de suelo**

Tipo de suelo	Longitud de clava inicial
Denso	0,75 H
Firme	H
Suelto	1,50 H
Muy suelto	2,00 H

Los puntos 3 a 5 se pueden realizar con procedimientos manuales, usando métodos analíticos en casos sencillos, con la ayuda de nomogramas, o con métodos iterativos de cálculo. Sin embargo es mucho más efectivo el uso de programas de ordenador, sobre todo en el cálculo de tablestacas con más de una fila de anclajes, que pueden calcular la longitud necesaria de clava en función de las condiciones de soporte elegidas para cada sección. Si no se dispone de un programa específico, cualquier programa de cálculo de barras puede ser usado para calcular la longitud de la clava mediante iteración y obtener los esfuerzos necesarios para el dimensionamiento de los diferentes elementos del tablestacado.

En el presente apartado se explican las particularidades del análisis estructural de las tablestacas no desde el punto de vista del cálculo estrictamente dicho, ya que si se desea abordar el tema con métodos manuales se puede recurrir a gran número de publicaciones al respecto [45] sino explicando el comportamiento estructural en función de la naturaleza de los apoyos y los conceptos más importantes para un mejor uso de las herramientas informáticas de cálculo.

### 5.3.2. Apoyo en el pie y profundidad de clava

La base de los cálculos estructurales es una representación idealizada aunque realista del sistema. Debido a la interacción suelo-estructura, las cargas sobre el tablestacado dependen directamente del comportamiento deformacional de estos componentes. Entonces, el comportamiento del tablestacado con una rigidez dada depende, por un lado, de las condiciones de apoyo en su base y por el otro, en la posible existencia de coacciones al desplazamiento sobre la cota de excavación, como anclajes o puntales [46].

#### Condiciones de apoyo en el pie

Al diseñar el tablestacado, se puede adoptar condiciones de apoyo libre o fijo en pie. La diferencia radica en la influencia que la profundidad de clava tiene en la deformada del tablestacado. Concretamente, las condiciones de apoyo en la base pueden ser de con desplazamiento y giro libres (método del soporte libre), con desplazamiento y giro nulos (método del soporte fijo) o una situación intermedia. Si no existen anclajes se considera el tablestacado en voladizo, o en el caso de existir anclajes o puntales, podemos tener el tablestacado con uno o más apoyos si tenemos una o más de una fila de anclajes. Como orientación, no es habitual que un tablestacado en voladizo pueda soportar más de 4,5 o 5 metros de altura libre debido a que la clava sería demasiado profunda para asegurar el equilibrio y la sección demasiado robusta para poder resistir el momento flector. Asimismo,

un tablestacado con una sola línea de anclajes será económicamente adecuado hasta una altura libre del orden de los 10 metros. Con más de una línea de anclajes la estabilidad depende más de la rigidez de los anclajes que de las distribuciones de empujes.

En general, para considerar la base del tablestacado como fija se necesitará mayor longitud de clava a igualdad de otras condiciones, pero como ventaja frente a considerar el soporte libre los esfuerzos en los perfiles serán menores, así como las deformaciones o los tiros en los anclajes. Las condiciones de apoyo intermedias darán lugar a longitudes de clava y esfuerzos de valores entre los anteriores.

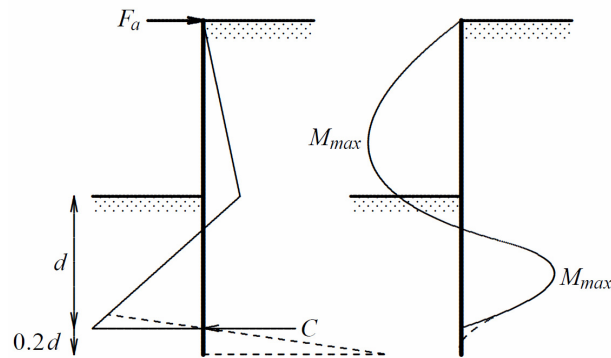
El comportamiento deformacional del tablestacado con soporte libre o fijo es muy diferente. Para el método del soporte fijo la tablestaca se deformará rotando respecto a su puntera, mientras que para el método del soporte libre la puntera se desplazará hacia el intradós, resultando en una distribución de empujes diferente, como se muestra en la figura 64, según [47], para una tablestaca en voladizo o con un anclaje.



**Figura 64:** Ejemplos de empujes activos y pasivos para soporte libre o fijo

Como orientación, las tablestacas instaladas en suelos cohesivos blandos, no pueden generar la suficiente presión para fijar el pie y en esos suelos se recomienda considerar condiciones de soporte libre. Las condiciones de soporte fijo pueden ser apropiadas donde la profundidad de la clava sea más profunda de lo requerida para satisfacer la estabilidad lateral, es decir para proporcionar un aislamiento eficaz del agua subterránea o una capacidad portante vertical adecuada. Sin embargo, donde la hincada a la profundidad requerida pueda ser problemática, considerar la hipótesis de condiciones de soporte libre minimizará la longitud de la tablestaca y asegurará que el momento flector teórico no se reduce por considerar el soporte fijo. Al diseñar una tablestaca que implique una altura libre significativa y niveles múltiples de apoyo, la longitud de tablestaca total será a menudo suficiente permitir que se adopten las condiciones de soporte fijo para las etapas de construcción y se aproveche la reducción del momento flector.

Para el análisis en el caso de considerar el sistema de soporte fijo se ha utilizado tradicionalmente el método de Blum [48] en el que la zona bajo la cota de excavación se idealiza mediante un diagrama de empuje pasivo triangular y una fuerza equivalente "C" en la base teórica del tablestacado. Dicha fuerza sustituye al empuje pasivo por debajo del centro de giro de la tablestaca y para poder considerarla se ha de añadir una clava adicional, aumentando la profundidad teórica de hincada.



**Figura 65: Idealización del sistema según el método del soporte fijo de Blum**

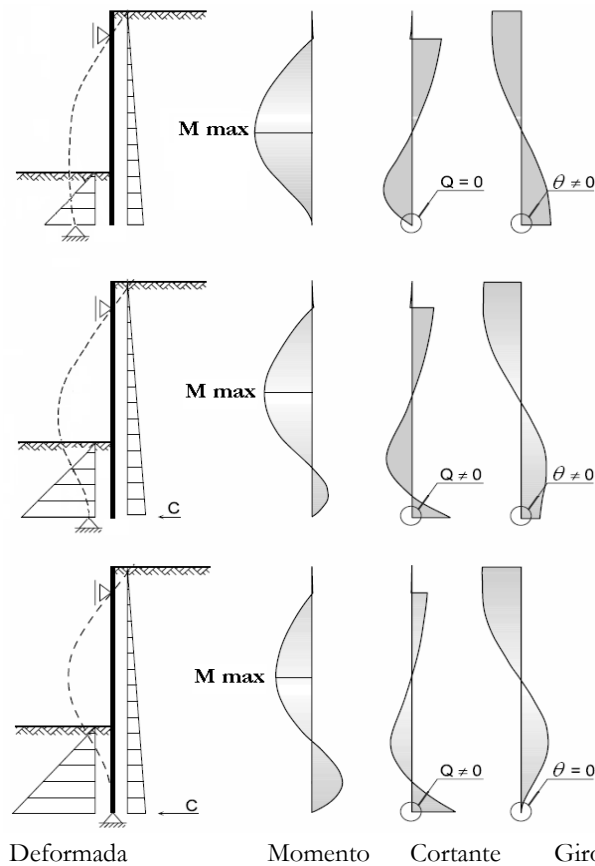
Introduciendo una fuerza equivalente  $C$  en la base  $F$  teórica de la pared (figura 65), es posible realizar los cálculos estructurales según las reglas de análisis estructural para cualquier tipo de sistema.

Las diferentes condiciones de apoyo se consiguen introduciendo la fuerza equivalente necesaria o imponiendo la deformación que corresponda. En la figura 66 se muestra cualitativamente la relación entre la longitud de clava, los esfuerzos y la rotación del tablestacado para diferentes condiciones de apoyo.

El **soporte libre o apoyo simple** en el pie es el que consigue la mínima longitud posible de clava  $t_a$  con la que se satisface el equilibrio externo y se evita el desplazamiento horizontal. Una condición simplemente apoyada en el suelo se presenta cuando la reacción  $C = 0$ , cumpliendo el equilibrio entre las fuerzas activas y pasivas.

El **soporte o apoyo fijo** se alcanza cuando un aumento en la profundidad de clava no comporta ningún cambio en la estabilidad de la tablestaca ya que no se experimentan deformaciones más allá de la profundidad teórica para conseguir el apoyo fijo y por lo tanto en ambos lados del perfil actúa el empuje al reposo. El empotramiento en el suelo se alcanza cuando el giro en la base es  $\theta = 0$  con una longitud máxima de clava  $t_e$  no necesitando en este caso puntales o anclajes para asegurar la estabilidad.

Si la profundidad de la clava se encuentra entre los valores  $t_a$  y  $t_e$  calculados para un apoyo simple y uno fijo se puede hablar de un **empotramiento parcial** de la tablestaca en el terreno. En este caso ni el giro  $\theta$  ni la fuerza equivalente  $C$  son igual a cero. Los anclajes en este caso no son esenciales aunque se recomiendan con el fin de limitar las deformaciones.



**Figura 66:** Deformaciones y esfuerzos para apoyo libre, parcial o totalmente empotrado

Según [44], el grado de empotramiento parcial se define mediante el ángulo  $\theta$  que varía de 0 para el empotramiento hasta  $\theta_{\max}$  para el apoyo simple. El grado de empotramiento  $\tau_{1-0}$  se define entonces como un porcentaje:

$$\tau_{1-0} = 100 \cdot \left( 1 - \frac{\theta}{\theta_{\max}} \right) \quad (5.1)$$

### Profundidad de clava

La profundidad asociada de clava se designa como  $t_{1-0}$  en función del grado de empotramiento, y será aumentada tal como se ha explicado anteriormente en una longitud de clava adicional para tener en cuenta la aplicación de la reacción equivalente C en el pie de la tablestaca (ver figura 65). La magnitud aproximada de la clava adicional para soportes fijos se puede calcular según [44] como:

$$\Delta t = \frac{t_{1-0}}{5} \quad (5.2)$$

Para un cálculo más preciso se puede usar la fórmula de Lackner [49] que usa el valor de la fuerza equivalente C:

$$\Delta t \geq \frac{C_{h,d} \cdot \gamma_{Ep}}{e_{phC,k}} > \Delta t_{\min} = \frac{0,01 \cdot \tau_{1-0} \cdot t_{1-0}}{10} \quad (5.3)$$

Donde

- $C_{h,d}$  es  $1/2$  de la fuerza equivalente C en el pie según Blum  
 $\gamma_{Ep}$  es el factor de seguridad según [40] para empujes pasivos  
 $e_{phC,k}$  es el valor característico del empuje pasivo en el punto donde se aplica C  
 $\tau_{1-0}$  es el grado de empotramiento según la fórmula 5.1  
 $t_{1-0}$  es la longitud teórica de clava




Mientras que la ecuación 5.3 toma en consideración el empotramiento parcial mediante la fuerza equivalente C de Blum, no se puede hacer lo mismo con la ecuación 5.2 que sólo se puede usar para soportes fijos. El aumento en la profundidad teórica de la clava varía al igual que lo hace la fuerza equivalente C, de 0 para el apoyo simple en el pie hasta el valor máximo para conseguir el empotramiento, pasando por los valores intermedios para empotramiento parcial.

Como estimación para un predimensionamiento, además de los métodos mencionados hasta ahora, la profundidad final se puede estimar según:

$$t = \alpha \cdot t_{1-0} \quad (5.4)$$

Donde el coeficiente  $\alpha$  se obtiene según lo indicado en la tabla 20 [23] y es función de la sobrepresión hidráulica.

**Tabla 20:** Factor  $\alpha$  de aumento de clava en función de la sobrepresión hidráulica

Sobrepresión hidráulica Tipo de tablestaca			
	Mínima	Media	Máxima o pura
Sin anclaje	1,20	1,30	1,40 - 1,60
Anclada, con soporte fijo en el pie	1,10	1,15	1,20 - 1,30
Anclada, con soporte libre en el pie	1,05	1,10	1,15 - 1,20

Si las condiciones de contorno mencionadas hasta ahora para el pie de la tablestaca son conocidas, es posible calcular la longitud de la clava necesaria en función del tipo de apoyo para cada situación a partir del equilibrio estático. En casos simples, las condiciones de equilibrio pueden resolverse con nomogramas o se puede determinar la profundidad de la clava mediante iteraciones, hasta crear las condiciones de contorno deseadas en el pie de la tablestaca, obteniendo la profundidad teórica de clava y sumando la longitud adicional según el utilizado de los métodos expuestos.

## 5.4. Análisis considerando plasticidad de las secciones

### 5.4.1. Introducción

El diseño plástico de tablestacas de acero no es una novedad en la ingeniería geotécnica. En Brinch Hansen [50] desarrolló un método de diseño con rótulas plásticas en las tablestacas y desde entonces este método ha formado la base para la práctica danesa actual del diseño. Posteriormente Windels [51, 52, 53] y Weißenbach [46, 47, 54] desarrollaron los métodos de verificación para el diseño plástico de tablestacas de acero, que fueron aplicados al cálculo de muelles en la zona portuaria de Hamburgo. Diversos estudios comparativos del método de diseño plástico de Brinch Hansen y de los métodos de diseño elásticos convencionales probaron la posibilidad de conseguir ahorros muy interesantes de material y de costes [4, 5, 55, 56]. Pero aunque el diseño plástico se haya aplicado con éxito a la construcción de muchas tablestacas en Dinamarca y por todo el mundo, la aceptación para el uso práctico nunca ha crecido mucho más lejos que de este país y el norte de Alemania.

En la mayoría de países las tablestacas se diseñan tradicionalmente de acuerdo al método elástico en lo que a resistencia de secciones se refiere. La comprobación estructural se basa en el criterio clásico del momento último que plastifica la fibra más solicitada:

$$M_{Ed} \leq \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.5)$$

Para ilustrar las diferencias fundamentales entre el diseño elástico y el plástico, se presenta un tablestacado con una sola línea de anclajes en la figura 67 y se somete a un aumento de la profundidad de excavación:  $D_3 > D_2 > D_1$ . Como resultado de la excavación la presión diferencial del terreno sobre la tablestaca aumenta hasta generar una rótula plástica y finalmente se llega al estado límite de colapso. Se pueden distinguir tres estados principales de tensión en el perfil:

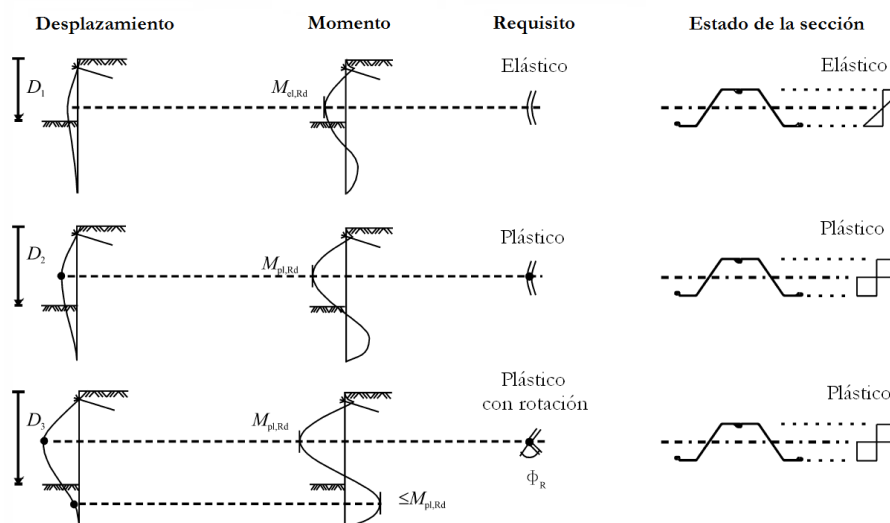


Figura 67: Estados tensionales en la tablestaca durante la excavación

- a) Cuando la profundidad de excavación  $D1$  es pequeña, el tablestacado se comporta **elásticamente**. El momento flector verifica la ecuación 5.5.
- b) Cuando la excavación se aumenta a  $D2$ , la sección de la tablestaca en el punto de momento máximo llega a ser **completamente plástica**, pero todavía hay una cierta reserva en el terreno que evita que se derrumbe el sistema: la primera rótula plástica está a punto de formarse. La verificación estructural del momento flector debe incluir:

$$M_{Ed} \leq \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.6)$$

- c) Cuando la excavación se aumenta gradualmente a  $D3$ , se produce una rotación en la rótula plástica y se redistribuye la presión de tierras. La profundidad  $D3$  de la excavación puede ser alcanzada solamente si la primera rótula plástica tiene suficiente capacidad de rotación, o bien para movilizar más empuje pasivo y aumentar la resistencia o bien para permitir la formación de una segunda rótula plástica en la tablestaca. Por lo tanto la **capacidad disponible de rotación** de la sección,  $\Phi_C$ , debe ser comprobada para asegurar que es más grande o como mínimo igual a la rotación requerida por la primera rótula plástica en la tablestaca,  $\Phi_R$ . La verificación estructural del momento flector debe incluir:

$$M_{Ed} \leq \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.7)$$

$$\Phi_C \geq \Phi_R \quad (5.8)$$

En comparación al diseño elástico tradicional dado por el estado tensional en el caso a, los estados b y c implican un uso del material más eficaz, que se puede también reflejar en un ahorro en acero. Un diseño usando el módulo plástico de la sección sin permitir la formación de una rótula plástica (estado b), puede dar lugar a un ahorro material de cerca del 15% al 20%. Permitiendo la rotación de la rótula plástica (estado c), se provee de un ahorro de material adicional hasta un máximo de cerca del 20%. Por lo tanto el ahorro de material que se puede obtener del diseño plástico puede ser en los casos más favorables, de más del 35% [6].

Las ecuaciones (5.5) y (5.6) implican la suficiente estabilidad de la sección transversal en cuanto a abolladura local se refiere. Sin embargo, debido a la particular forma de la sección transversal, la resistencia última y la capacidad de rotación de la tablestaca pueden no llegar a aprovecharse debido a la pérdida de estabilidad de la sección por la abolladura local del ala en compresión. Hartmann-Linden [5] propone en su trabajo algunas reglas para determinar el momento último y la capacidad de rotación de una tablestaca de acero, considerando la posible pérdida de resistencia debida a la abolladura. La verificación de la

sección plastificada y de la capacidad de rotación del tablestacado se explican con más detalle en el punto 6.4.

El objetivo de este apartado es introducir los métodos de cálculo plástico de tablestacas, poco difundidos, para comprender las posibilidades de este tipo de análisis y situar el cálculo plástico explicado más adelante dentro del diseño de tablestacados.

#### 5.4.2. Método de Blum

El método de Blum [48] se ha usado como introducción al cálculo de tablestacados en el presente trabajo al igual que en gran número de libros de texto sobre mecánica de suelos, como [57, 58, 59]. Kort [6] lo ha usado también para realizar un análisis plástico de un tablestacado, como introducción al cálculo plástico de tablestacas, tal como se describe a continuación.

La base del método publicado en 1931 es la aplicación de los empujes límite de tierras actuando sobre la tablestaca. Blum introdujo el concepto de una fuerza concentrada adicional  $C$  para explicar la existencia del soporte fijo en el pie del tablestacado, como se muestra en la figura 65. Para generar esta fuerza adicional  $C$ , la profundidad de clava ha de ser aumentada en un 20% tal como muestra la ecuación (5.2), siempre que se desee un empotramiento perfecto. Debido a la no consideración de redistribuciones de presiones de tierras, para tener en cuenta el efecto arco y según [44], se corregirá el momento flector debido al empuje activo reduciéndolo un 33% y se aumentará la fuerza de anclaje un 15%.

Consideremos la geometría de la figura 68 donde se muestra un tablestacado con un solo nivel de anclajes. El muro se supone infinitamente rígido y el suelo está en estado activo o pasivo en función del desplazamiento del tablestacado, pudiendo utilizar los estados de Rankine  $K_a$  y  $K_p$ . Nótese que en el ejemplo no se ha sustituido el empuje pasivo en el trasdós por la fuerza equivalente  $C$ .

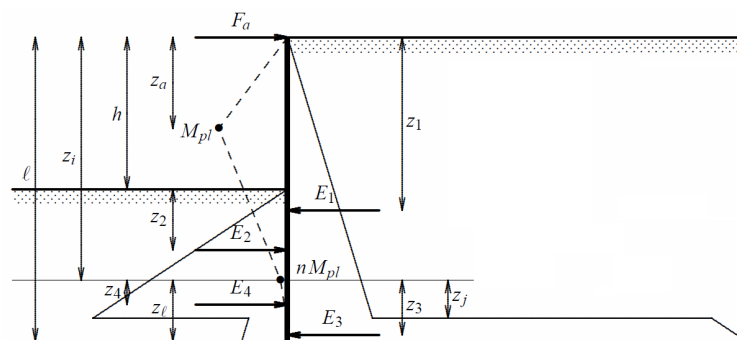


Figura 68: Diseño con rótulas plásticas en el tablestacado

Se diseña la tablestaca de una manera tal que una rótula plástica se genere en  $z_a$ . Como resultado de la rotación plástica en la rótula, la parte inferior de ésta presentará una parte del momento  $n \cdot M_{pl}$  con  $0 < n < 1$ . Si  $n = 0$ , la tablestaca tiene un soporte libre en el pie, y



si  $n = 1$ , la tablestaca se fija completamente en el suelo y una segunda rótula plástica estará a punto de ser generada.

El diseño comienza con la elección del movimiento de la tablestaca. Éste, indicado con la línea discontinua, se elige de tal manera que una rótula plástica se pueda formar en  $z_a$  y un momento negativo se pueda generar en el  $z_i$ . El momento negativo, sin embargo, puede ser desarrollado solamente cuando la tablestaca es más larga que  $z_i$ , ya que el momento flector en el pie de la tablestaca debe ser cero. Esto implica un salto de la ley de empujes que se da cuando el pie de la tablestaca se mueve hacia el trasdós. En base al movimiento seleccionado de la tablestaca, se puede elegir una ley de empujes como la de la figura 68, es decir, empuje activo cuando la tablestaca se aparta del suelo, y empuje pasivo cuando la tablestaca se mueve hacia el suelo. Como el cortante en las rótulas plásticas debe ser cero, el salto en la ley de empujes debe estar debajo de la localización de la segunda rótula plástica. De la ley de empujes se obtienen el equilibrio de momentos y el equilibrio horizontal:

$$M_{pl} = \frac{2}{3} F_a \cdot z_a \quad (5.9)$$

$$n \cdot M_{pl} = -E_1 \cdot z_1 + E_2 \cdot (h + z_2) \quad (5.10)$$

$$E_1 - E_2 = F_a = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot z_a^2 \quad (5.11)$$

$$n \cdot M_{pl} = E_3 \cdot z_3 - E_4 \cdot z_4 \quad (5.12)$$

$$E_3 - E_4 = 0 \quad (5.13)$$

Las fuerzas  $E_1$  a  $E_4$  son las resultantes de las distribuciones de presiones activas y pasivas del suelo por encima y debajo de la línea divisoria en  $z_i$ . Sus puntos de aplicación son dados por las distancias  $z_1$  a  $z_4$ . Las ecuaciones (5.9), (5.10) y (5.11) describen equilibrio sobre la línea divisoria y las ecuaciones (5.11) y (5.12) el equilibrio por debajo de ésta. El equilibrio vertical no es necesario considerando la tablestaca perfectamente lisa.

Como ejemplo de cálculo, consideremos un tablestacado de 5 metros de excavación, con unas características del terreno tal que  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^2$ ,  $c' = 0 \text{ kPa}$  y  $\phi' = 30^\circ$  resultando las siguientes longitudes y esfuerzos en el tablestacado:

**Tabla 2f: Resultados de cálculo plástico por tipo de soporte según Blum**

Soporte	n	l (m)	$z_a$ (m)	$M_{pl}$ (mkN/m)	$F_a$ (kN/m)
Libre	0	6,99	3,59	91,42	38,22
Semiempotrado	0,5	8,06	3,33	73,35	33,01
Empotrado	1	8,37	3,15	61,85	29,56

### Procedimiento a seguir

En base al ejemplo explicado de la figura 68, se puede formular un procedimiento paso a paso general para el diseño de tablestacas:

1. Determinación la geometría de la construcción, es decir, la profundidad de la excavación y el número y la posición de los puntales
2. Elección un mecanismo de fallo. Este mecanismo de fallo se puede determinar por el número de rótulas plásticas, por el grado de empotramiento en el pie, o, por ejemplo, por la fuerza a tracción máxima del anclaje.
3. Determinación del movimiento del tablestacado basado en un comportamiento de la tablestaca rígido-plástico, es decir, toda la deformación del perfil se concentra en una o más rótulas plásticas.
4. Elección de una ley de empujes que sea compatible con el movimiento de la tablestaca. En este caso se ha hecho según la teoría de Rankine, aunque se puede utilizar el método de Brinch Hansen, explicado a continuación.
5. Determinación de las fuerzas  $E_1$ ,  $E_2$ , etc. y puntos de aplicación correspondientes  $z_1$ ,  $z_2$ , etc. de los empujes resultantes de la distribución de presiones elegida.
6. Cálculo de la longitud de la tablestaca, el momento máximo y la fuerza en el anclaje o el puntal bajo condición del equilibrio de momentos y equilibrio horizontal de fuerzas. En el caso de las paredes rugosas, ( $\delta \neq 0$ ) el equilibrio vertical debe ser también ser satisfecho.
7. Obtención de los desplazamientos y comprobación de la compatibilidad entre éstos y el desplazamiento elegido del tablestacado, verificando para cada profundidad que la dirección corresponda con la forma elegida del movimiento de la tablestaca.
8. Comprobación de otros estados límite últimos como el de estabilidad global son más críticos, ya que se debe ser consciente que otros mecanismos de fallo u otras etapas de la construcción pueden ser más críticos para el diseño.

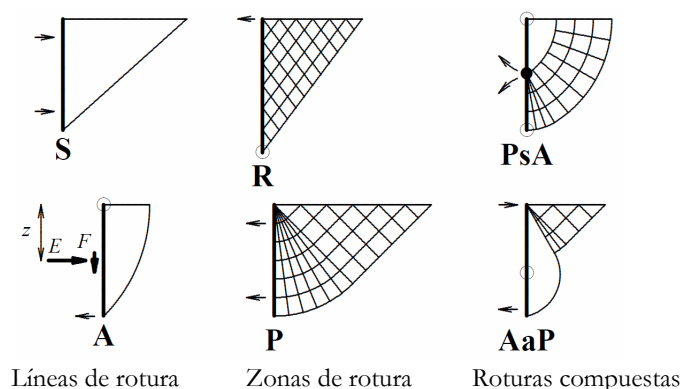
### 5.4.3. Método de Brinch Hansen

Los fundamentos del método de diseño de Brinch Hansen para tablestacas aparecido en 1953 se explican básicamente en el ejemplo de diseño plástico con el método de Blum en el apartado anterior. El procedimiento paso a paso es, esencialmente, el mismo descrito por Brinch Hansen [19, p. 49-51]. Sin embargo, la diferencia principal entre el modelo de Blum y el de Brinch Hansen se encuentra en los puntos 4 y 5. En el modelo de Blum la distribución de presiones se basa en la teoría de presión de tierras de Rankine, la cual es aceptable para el caso especial de una pared lisa en arenas,  $c' = 0$  kPa y  $\phi' = 30^\circ$ , mientras que en la teoría de empujes tierras de Brinch Hansen la fuerza resultante de la ley de

presiones,  $E$ , se calcula a partir de un mecanismo de fallo del suelo que es estática y cinemáticamente compatible con el movimiento elegido de la tablestaca.

### Figuras de rotura

Brinch Hansen representó mecanismos de fallo en el terreno por líneas de rotura, zonas de rotura o por combinaciones ambas, roturas compuestas, que él codificó de modo astuto. Una línea de rotura se caracteriza por el fallo plástico en un área muy fina, posiblemente dilatante, mientras que una zona de rotura presenta su área entera sobre la línea inferior de rotura en estado de fallo plástico. Los ejemplos más conocidos de las zonas de rotura son las de Rankine y las de Prandtl. El tipo de figura de rotura se determina del movimiento y de la rugosidad de un muro rígido-plástico. Ejemplos de figuras de rotura posibles en función del movimiento de la pared se presentan en la figura 69.



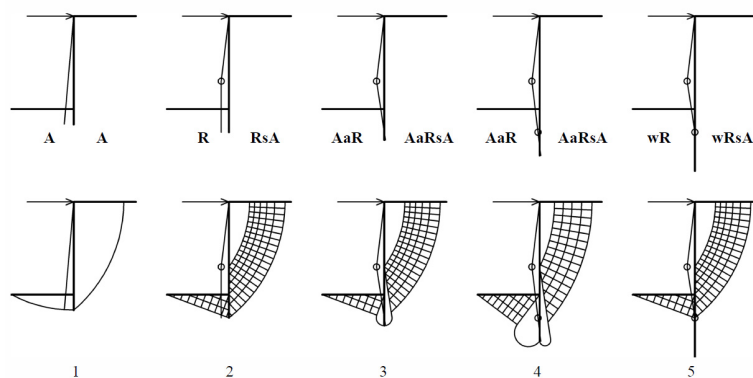
**Figura 69:** Ejemplos de figuras de rotura según el movimiento del muro

En la teoría de empujes de Brinch Hansen las componentes horizontal y vertical del empuje,  $E$  y  $F$ , y su punto de aplicación  $z$  se extrae de la figura de rotura. Esencialmente, en un diseño de un tablestacado, la figura de rotura es elegida por el proyectista, que puede determinar solamente el resultado correcto de la ley de presiones de tierras si la figura de rotura es estática y cinemáticamente compatible con el movimiento elegido del muro. Es igualmente posible, sin embargo, que el movimiento impuesto del muro pueda ser descrito por más de una figura de rotura. En ese caso la figura crítica de rotura se obtiene del mecanismo de fallo con menor disipación de energía potencial.

La elección de la figura apropiada de rotura es parte del punto 4 del procedimiento paso a paso y el cálculo de los empujes de tierras y de sus puntos de aplicación es parte del paso 5. Para el cálculo de las resultantes de las presiones y de los puntos de aplicación a partir de una figura de rotura dada, se remite a Brinch Hansen [19, 60].

### Ejemplo de movimientos junto con sus figuras de rotura

Las opciones posibles de los movimientos del muro para un tablestacado con una fila de anclajes se presentan en la figura 70. Cada movimiento de la tablestaca es acompañado por una figura de rotura, representando un mecanismo de fallo crítico del suelo:



**Figura 70:** Estados de fallo de un muro liso con una fila de anclajes

Los estados de fallo en la figura 70 son sólo algunos de los posibles. Otros mecanismos de fallo tales como fallo del anclaje posiblemente junto con una rótula plástica, o el fallo global son también relevantes para este tipo de tablestacado.

### Comparación con el método de Blum

Calculando el ejemplo de la figura 68 se obtienen los resultados de la tabla 22:

**Tabla 22:** Resultados de cálculo plástico por tipo de soporte según Brinch Hansen

Soporte	n	l (m)	z <sub>a</sub> (m)	M <sub>pl</sub> (mkN/m)	F <sub>a</sub> (kN/m)
Libre	0	6,89	3,53	72,78	39,71
Semiempotrado	0,5	7,96	3,28	58,44	34,31
Empotrado	1	8,27	3,10	49,32	30,63

El momento flector calculado resulta ser un 20% más bajo que el momento en el modelo de Blum (tabla 21), y la fuerza del anclaje es prácticamente igual. Estas diferencias son el resultado de la redistribución de las presiones de tierras delante y detrás de la tablestaca. En el método de Brinch Hansen, los empujes límite de tierras son calculados mediante figuras compatibles de rotura mientras que en el método de Blum, la distribución de presiones de tierra de Rankine se ha asumido sin tomar en consideración el efecto arco del suelo tras la tablestaca. Para una explicación más detallada, se hace referencia a Craig [58], a Rowe [61] o a la cláusula R 77 de EAU [44].

#### 5.4.4. Método de Windels

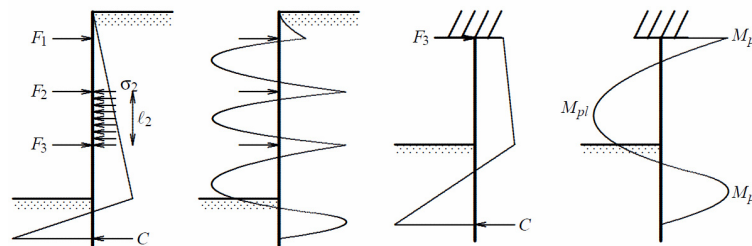
En 1959, casi 30 años después de que Blum desarrollara su método de diseño para tablestacas [48], Windels publicó un método combinando la amplia experiencia del método de Blum con el método de diseño plástico de Brinch Hansen y con la teoría de la plasticidad de secciones [51, 52, 53].

Windels consideró un tablestacado metálico anclado a diferentes niveles tal como muestra la figura 71. Los niveles de anclaje se sitúan de tal manera que los momentos últimos se sitúan en los dos niveles de anclaje y en el vano situado entre dos anclajes. En un

vano sujeto a una presión media  $\sigma$ , el momento último plástico se calcula, según la teoría de plasticidad:

$$M_{pl} = \frac{1}{16} \sigma \cdot l^2 \quad (5.14)$$

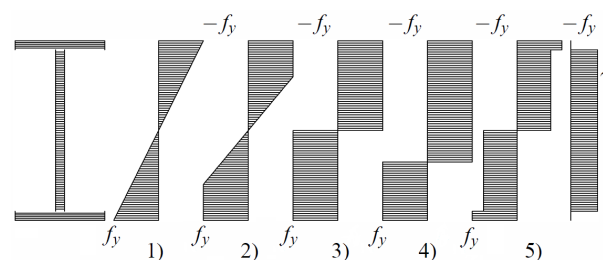
La parte inferior del muro se analiza de acuerdo con el método de Blum, como se muestra en la figura 71:



**Figura 71:** Esquema para una tablestaca apuntalada según Windels

Windels reconoció que la distribución de presión tierras es una variable fuertemente dependiente del movimiento del muro, que es la base del método de Brinch Hansen, pero sin embargo él prefirió un método de diseño que utilizara la amplia experiencia ganada con el método de Blum. Según la cláusula R 77 de la Norma alemana EAU [44], para tener en cuenta los efectos favorables de la redistribución de empujes, el momento flector puede ser reducido un 33% y la fuerza en el anclaje aumentada un 15 %.

La resistencia estructural de la sección se toma considerando la interacción entre momento flector, axial y cortante. En la figura 72 se muestran las tensiones para flexión en régimen elástico (1) y flexión con plastificación parcial (2) y llegando a la plastificación completa para flexión (3), para interacción flexión-axil (4) y para interacción flexión-cortante (5).



**Figura 72:** Comportamiento tensional de secciones en I

Estas reglas de diseño se basaban en resumen en las siguientes tres comprobaciones de tensiones normales, tangenciales y de Von Misses para estructuras metálicas:

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{W_{pl}} \quad (5.15)$$

$$\tau = \frac{V_{Ed}}{A_w} \quad (5.16)$$

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_y \quad (5.17)$$

Estas reglas de diseño, sin embargo, aún no tienen en cuenta la inestabilidad geométrica de la sección transversal.

#### 5.4.5. Método de Weißenbach

En 1977 Weißenbach [46, 47, 54] modificó el método de Windels para el diseño plástico de muros apuntalados en dos puntos. En primer lugar, Weißenbach propone una distribución trapezoidal que explique la redistribución de la presión de tierras, indicada en la figura 73, y da varios gráficos y tablas de diseño para un uso práctico del método en su libro [47].

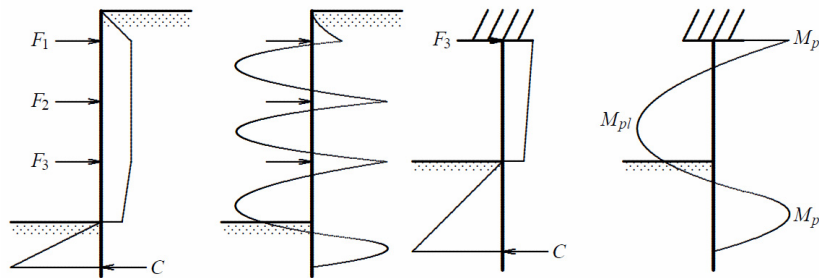


Figura 73: Tablestacado arriostrado según Weißenbach

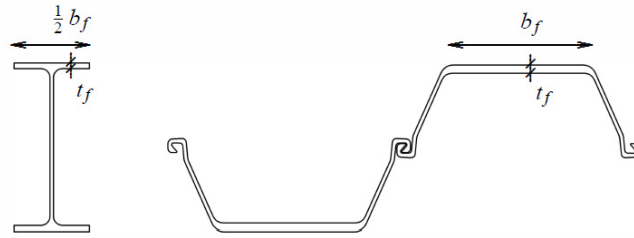
Segundo, Weißenbach da la relación  $b_f/t_f$  para secciones en I que se deben satisfacer para evitar la abolladura del ala en compresión:

$$\text{Para St 37: } (f_y = 235 \text{ N/mm}^2) \quad t_f \geq \frac{b_f}{34} \quad (5.18)$$

$$\text{Para St 52: } (f_y = 355 \text{ N/mm}^2) \quad t_f \geq \frac{b_f}{28} \quad (5.19)$$

Estos requisitos se convirtieron en habituales en estructuras metálicas, y se corresponden con los que aparecieron posteriormente en las Normas EAE y EC3 [62, 63], donde se pueden consultar los métodos de clasificación de secciones. Éstos son explicados más adelante, en el punto 6.3.3.

Según Weißenbach [54], los cocientes de las fórmula (5.18) y (5.19) son aplicables a las tablestacas de acero cuando la mitad de la anchura del ala se substituye por  $b_f$ , como se muestra en la figura 74. Solamente unas cuantas de las secciones disponibles de tablestacas satisfacen estos requisitos.



**Figura 74:** Requisitos estructurales para secciones en I y tablestacas según Weißenbach

## 5.5. Modelos de interacción suelo-estructura

Hasta ahora se ha tratado el comportamiento tensodeformacional del terreno, explicando la redistribución de presiones de tierras debida a las deformaciones, y teniendo en cuenta las características de la estructura únicamente para el cálculo plástico, aunque justamente es en las deformaciones donde juega el papel más importante un modelo de interacción suelo-estructura. Tal como se explica en Eurocódigo 7 [22], la complejidad de la interacción entre el terreno y la estructura de contención hace que sea difícil, a veces, el proyectar una estructura de contención en detalle, antes del comienzo de la ejecución real. En estos casos es apropiado usar el método observacional para el proyecto de las estructuras de contención, que se puede consultar en [64]. Cuando la interacción suelo-estructura tenga un efecto dominante, se deben utilizar métodos más precisos, tales como el método de los elementos finitos, ya que de lo contrario podemos caer en errores por utilizar simplificaciones poco realistas.

La elección de un modelo determina el tipo de análisis que se puede realizar, o viceversa, con un tipo de modelo de interacción se podrá efectuar un tipo de análisis que no se podrá llevar a cabo si se elige un modelo inadecuado. Para un análisis plástico donde se ha de calcular la capacidad de rotación a exigir al perfil no se podrá utilizar un modelo de viga de tipo elástico, en cambio este tipo de modelo puede ser apropiado para determinar las redistribuciones de empujes y por tanto los esfuerzos en las secciones y los anclajes.

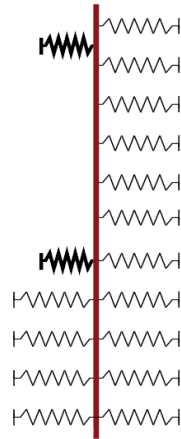
Para un análisis fiable en deformaciones del terreno, un modelo elastoplástico del terreno es prácticamente imprescindible, análisis imposible de llevar a cabo mediante modelos de coeficiente de balasto, más adecuados en cambio para simular por ejemplo el arriostamiento lateral que ejerce el suelo en el cálculo frente a pandeo de pilotes de acero.

Un modelo de interacción suelo-estructura se compone básicamente de un modelo del terreno y de un modelo estructural.

### Tipos de modelos del terreno

- Modelos límite de empujes de tierras (Blum, Brinch Hansen). Estos son los modelos clásicos usados hasta la irrupción del cálculo por ordenador.

- Modelos de módulo de reacción del suelo (o módulo de balasto o muelles de Winkler). Algunos programas comerciales de diseño de estructuras de contención de tierras utilizan estos modelos, como el programa CYPE en su módulo de pantallas, muy conocido en el ámbito de la edificación y el programa RIDO más usado en obra civil. Este modelo se basa en la hipótesis de considerar la pantalla como una viga elástica apoyada sobre una serie de muelles (figura 75).



**Figura 75:** Esquema adoptado en el cálculo usando el módulo de balasto

Es un método que resulta muy cómodo (tradicionalmente se ha trabajado con él) y también sencillo porque solo requiere de la estima de un parámetro para ser definido: el coeficiente de balasto. A pesar de que es un coeficiente muy complicado y con muchas limitaciones a la hora de estimarlo, resulta sencillo de utilizar; en general, valores más bajos del coeficiente de balasto del que en realidad se encuentran a pie de obra, predecirán movimientos más altos que los reales y por tanto, los diseños se quedarán del lado de la seguridad.

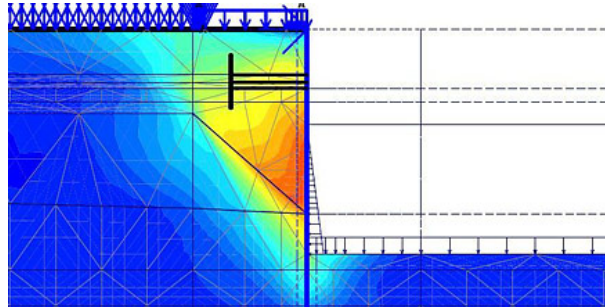
Un problema que presenta este método de cálculo es que tan solo sirve para predecir o estimar los movimientos horizontales de la pantalla pero no los movimientos globales del terreno. Otro problema bastante importante de estos cálculos es que en el momento en el que se introduce algún elemento de arriostramiento (en este caso nos referimos básicamente a anclajes) perdemos bastante precisión en un determinado entorno local alrededor del arriostramiento.

- Modelos completamente numéricos (de elementos finitos). En esta categoría se incluyen los programas PLAXIS desarrollado inicialmente en la universidad de Delft y con capacidad de realizar cálculos en 2D (también en 3D, aunque con problemas), el programa ABAQUS, el programa FLAC y FLAC3D y el programa CODE\_BRIGIT que permite análisis termo-hidro-mecánicos en medios geológicos, desarrollado en el Departament d'Enginyeria del Terreny, Cartogràfica i Geofísica de la UPC.

Este método se basa principalmente en dividir el terreno en una serie de volúmenes y aplicar en cada uno de los nodos o vértices de dichos volúmenes las



ecuaciones que gobiernan el problema tensodeformacional del suelo. Se obtiene así un sistema con gran cantidad de incógnitas que solo puede ser resuelta por métodos numéricos. A partir de una interpolación, se obtienen los resultados (tanto en tensiones como en deformaciones) en el resto de la malla. De esta manera y a diferencia del método anterior, obtenemos resultados para todo el terreno y no solo para la pantalla.



**Figura 76: Resultados de un cálculo usando MEF**

Evidentemente, al ser un procedimiento mucho más elaborado que el anterior, resulta mucho más complejo requiriendo una gran cantidad de hipótesis para estar bien definido. Éstas son, por ejemplo, la elección de un modelo constitutivo para el comportamiento de un suelo (se pueden elegir modelos solo de elasticidad, de elastoplasticidad perfecta, modelos de endurecimiento para arenas, modelos de reblandecimiento para arcillas, pequeñas deformaciones...), el tipo de análisis que llevamos a cabo (drenado o no drenado), el estado de tensiones iniciales (si nos encontramos con un suelo poco consolidado, normalmente consolidado o sobreconsolidado), las condiciones de contorno (se pueden prescribir movimientos, fijar contornos...)... Por ello, en muchas ocasiones, debemos realizar correlaciones entre los diferentes parámetros que, a menudo, no son exactas. De este modo estamos introduciendo en el modelo valores erróneos que nos guiarán a resultados incorrectos. A fin de solucionar dicho problema, es francamente recomendable realizar una validación de los resultados a pie de obra y comprobar si los parámetros fueron calibrados con acierto o no.

### **Tipos de modelos estructurales y de interacción**

- Modelos de viga: con comportamiento elástico, con rótulas plásticas o con zonas plásticas.
- Elementos finitos en general: con comportamiento elastoplástico (discretización de la sección transversal en elementos)

No todas las combinaciones de un modelo del terreno y un modelo estructural forman un modelo de interacción suelo-estructura válido. En la tabla 23 se muestran las combinaciones posibles y recomendadas según Kort [6].

Tabla 23: Combinaciones de modelos del terreno y estructurales en tablestacas

Modelo del terreno \ Modelo estructural	Empujes límite	Módulo de balasto	Modelos numéricos
Viga, elástico	√	√	√
Viga, rótulas plásticas	√√	√√+	---
Viga, zonas plásticas	(√√)	√√+	√√+
Elementos finitos, elastoplástico	---	---	(√√)

Leyenda:

- √ → Combinación posible para el diseño elástico.
- √√ → Combinación posible para el diseño plástico.
- √√+ → Combinación posible para la determinación de la rotación necesaria.
- (√√) → Combinación posible para el diseño plástico pero raramente utilizada.
- → Combinación no recomendada o no posible.

Las razones que esgrime Kort para afirmar que sólo los modelos de interacción con una calificación  $\sqrt{\sqrt{+}}$  son adecuados para la determinación de la rotación necesaria en los perfiles son las siguientes:

- Es evidente que la rotación requerida en la tablestaca no se puede determinar mediante un modelo de viga elástico.
- En un modelo elastoplástico de elementos finitos, la tablestaca se toma en consideración mediante elementos placa. Este tipo de modelo implica un análisis tridimensional pudiendo incluir los efectos de la abolladura local si se introduce la curva  $M-\varphi$  de la tablestaca. La curva tensión-deformación utilizada para modelizar el comportamiento elastoplástico puede ser de elasticidad perfecta o elastoplástica con endurecimiento. La curva  $M-\varphi$  resultante se puede considerar como “real” y la comprobación de la capacidad de rotación deja de ser relevante ya que está implícita en el modelo. Sin embargo este tipo de análisis consume mucho tiempo y por lo tanto es a menudo demasiado caro en la práctica habitual de la ingeniería.
- El problema de la capacidad de rotación necesaria sólo es importante en los modelos de viga con rótulas o zonas plásticas. Hartmann-Linden [5] ha demostrado que las diferencias entre los modelos estructurales de rótulas plásticas y zonas plásticas tienen una influencia despreciable en los resultados.
- Aunque los modelos de presiones límite juntamente con un modelo estructural de rótula o de zona plástica sean apropiados para determinar la rotación plástica en una rótula, esta combinación no se puede utilizar para determinar las deformaciones de la tablestaca para los casos de análisis por etapas de una manera apropiada. Los modelos de presiones límite no pueden tomar la teoría tensodeformacional del suelo

y estructurarla considerando las diferentes etapas y pueden por lo tanto dar un resultado erróneo para el cálculo de la rotación requerida, ya que no se puede considerar superposición de esfuerzos en plasticidad.

## **5.6. Uso de MEF para el diseño de tablestacados**

### **5.6.1. Posibilidades y limitaciones**

Como los métodos analíticos de computación, el método de los elementos finitos (MEF en adelante) implica la existencia de errores por un lado de modelación, debidos a las desviaciones del problema equivalente físico-matemático en relación al problema inicial, y por otro los errores en los datos de entrada, debidos a las desviaciones en los valores de los parámetros iniciales escogidos del modelo respecto a los valores verdaderos. Y como otros métodos discretos, el MEF también implica errores de procesamiento (errores numéricos) debido a la desviación de la solución del problema discreto frente a la solución del problema continuo, además de los errores de redondeo debido a la desviación de la solución con valores numéricos exactos de la solución con valores numéricos aproximados (aritmética computacional).

### **5.6.2. Recomendaciones sobre el uso de MEF en geotecnia**

Los avances en potencia de cálculo de los ordenadores y, sobre todo, en programas de cálculo para problemas geotécnicos en los últimos 10 años han favorecido la aplicación de métodos numéricos en la ingeniería geotécnica. Los programas llegan a ofrecer sofisticados tipos de análisis, como análisis acoplados de consolidación con modelos elastoplásticos. Sin embargo, para realizar cálculos tan complejos y obtener resultados realistas se necesita un buen conocimiento de mecánica de suelos. Los problemas de ingenieros realizando cálculos para los que no están suficientemente preparados han motivado la aparición de comités internacionales como el grupo de trabajo AK1.6 “Métodos Numéricos en Geotecnia” de la Sociedad Alemana de Geotecnia (DGGT) y el grupo de trabajo A “Métodos Numéricos” del COST Action C7 (Co-Operation in Science and Technology of the European Union). Los resultados de estos trabajos se pueden encontrar en [65].

Uno de los objetivos principales del AK 1.6 de la DGGT es el de publicar una serie de recomendaciones para los análisis numéricos en geotecnia. Desde 1991 el grupo de trabajo ha publicado 4 de ellas sobre el uso de MEF en geotecnia:

- Grupo 1 – Recomendaciones generales para modelizaciones [66]
- Grupo 2 – Recomendaciones sobre modelizaciones para túneles subterráneos [67]
- Grupo 3 – Recomendaciones sobre modelizaciones para excavaciones [68]
- Grupo 4 – Recomendaciones sobre modelos materiales para suelos, modelización para análisis de servicio, estabilidad y aguas subterráneas [69]

En la recomendación R103 de EAB [43], Weißenbach trata el tema del uso de MEF en el marco de la Norma DIN 1054 [40]. Otras recomendaciones se pueden encontrar en [65]

de Potts, entre otros. Una descripción de diferentes fuentes de error al usar MEF en geotecnia se puede encontrar en [70, 71] según Hùgel.

Recomendaciones para reducir errores de procedimiento se pueden encontrar en libros más generales sobre MEF, como [72] o especialmente para problemas no lineales en [73]. Además se han discutido en [74] ejemplos de análisis comparativos mediante pruebas de cálculo específicas usando diferentes programas.

## **6. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO**



## 6.1. Criterios para el cálculo del Estado Límite Último

Para satisfacer el Estado Límite Último, una estructura no debe colapsar bajo las cargas de cálculo máximas para las que fue diseñada. Al utilizar coeficientes parciales de seguridad para las acciones y los materiales se consigue reducir el riesgo de colapso a límites aceptables, superando los márgenes necesarios de seguridad. Las bases de diseño, los coeficientes parciales y los coeficientes de combinación se explican en el Eurocódigo 0 [78].

Para el cálculo deben tenerse en cuenta los siguientes casos:

1. Fallo del terreno (se ha excedido la resistencia del suelo).
2. Fallo estructural (se ha excedido la resistencia de la sección o elementos auxiliares).
3. Combinación de fallo en el terreno y fallo estructural.

Además se puede dar una situación de fallo en las estructuras adyacentes que puede deberse a deformaciones resultantes de la excavación. Si las estructuras adyacentes son sensibles a dichas deformaciones, para el proyecto se deben dar recomendaciones para el tratamiento de la situación.

Dependiendo de la situación de proyecto, debe verificarse la resistencia a uno o más de los siguientes modos de fallo estructural:

- Fallo debido a esfuerzo flector y/o axil.
- Fallo debido a flexión general por pandeo, teniendo en cuenta las reacciones proporcionadas por el terreno.
- Pandeo local debido a flexión general.
- Fallo local en puntos de aplicación de carga (por ejemplo, abolladura del alma).
- Fatiga.

A continuación se explican los tipos de fallo del terreno y estructurales.

## 6.2. Modos de fallo del terreno

Para el diseño frente al Estado Límite Último, las tablestacas deben ser verificadas contra todos los posibles modos de fallo del terreno. No sólo en los cálculos de los empujes, sino también en la estabilidad de las estructuras de contención de tierras es donde la geotecnia toma mayor importancia. Los tipos de modos de fallo del terreno son los siguientes:

### 6.2.1. Estabilidad global

Los principios de cálculo se deben usar para demostrar que no se producirá un fallo de estabilidad global y que las deformaciones correspondientes son suficientemente pequeñas.

Como mínimo, se deben considerar los estados límite de los tipos que aparecen en la figura 77 [22], teniendo en cuenta la rotura progresiva y la licuefacción.

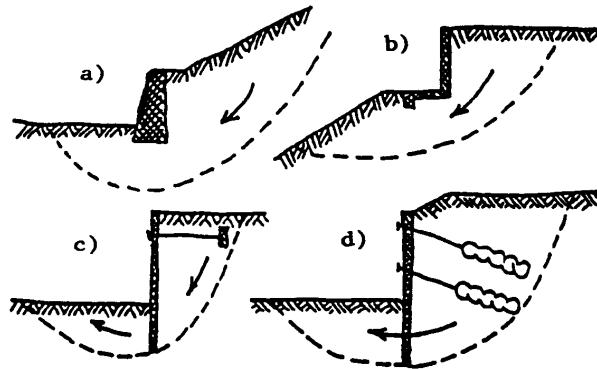


Figura 77: Ejemplos de situaciones límite de estabilidad global

Los tipos de deslizamiento que pueden darse más habitualmente son:

- Deslizamientos circulares. Los deslizamientos circulares son típicos de las formaciones en suelos homogéneos. El deslizamiento como sólido rígido de la zona superior sobre la inferior a lo largo de una línea circular es el único movimiento cinemáticamente posible, incluyendo, evidentemente, los deslizamientos planos como caso límite.
- Deslizamientos no circulares. En algunas ocasiones la configuración del terreno, particularmente la disposición de algunas zonas más débiles, hace que sea necesario considerar superficies de rotura cuya sección plana no pueda aproximarse a una circunferencia.

Para el estudio de deslizamientos se pueden consultar múltiples publicaciones, como [20] donde se explican por ejemplo:

- Estudio de deslizamientos circulares: método de las rebanadas con líneas circulares, método del círculo de rozamiento y ábacos de Taylor.
- Estudio de deslizamientos no circulares: método de las rebanadas con líneas no circulares y método de las cuñas.

### 6.2.2. Rotación del tablestacado

Se debe demostrar por cálculos de equilibrio que los tablestacados tienen suficiente penetración en el terreno para prevenir un fallo por rotación y como mínimo, se deben considerar los estados límite de los tipos que aparecen en la figura 78 [22]. La magnitud y dirección de la tensión tangencial de proyecto entre el suelo y el tablestacado debe ser coherente con los desplazamientos verticales relativos que puedan producirse en las situaciones de proyecto. En este tipo de fallo, un factor de seguridad mayor que 1,30 se considera suficiente.



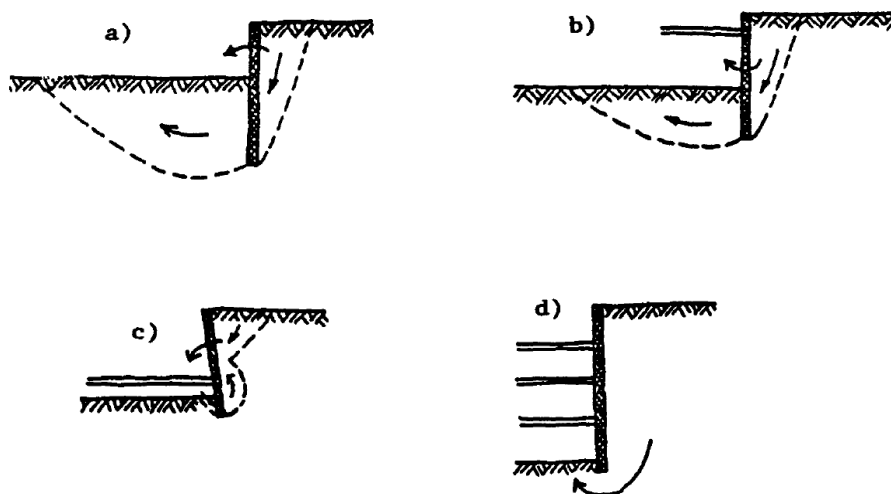


Figura 78: Ejemplos de fallo por rotación de tablestacados empotrados en el terreno

Los tipos de rotaciones que pueden darse más habitualmente son:

- Giro alrededor del anclaje. Este modo de fallo es posible siempre que la capacidad de anclaje sea suficientemente alta como para evitar su rotura. Una vez definidas las leyes de empuje, es relativamente fácil obtener la profundidad de hinca mínima que se busca tomando momentos respecto al punto de anclaje de todas las fuerzas que actúan sobre la pantalla. Esto se irá haciendo para varias profundidades crecientes de  $t_0$  hasta que la condición de momento nulo alrededor del anclaje sea alcanzada. La profundidad  $t_0$  así encontrada permite definir un coeficiente de seguridad frente a la profundidad de hinca, comparando la hinca real  $t$  con esa hinca mínima.
- Giro alrededor del pie. La pantalla puede, al menos teóricamente, girar alrededor de un punto próximo al pie tal como se indica esquemáticamente en la figura 78. Para que esto pueda ocurrir el anclaje ha de tener una capacidad de carga muy baja, comparada con los empujes sobre la pantalla, o bien no existir (pantallas en voladizo). Planteando el equilibrio de momentos y de fuerzas horizontales se puede encontrar la profundidad de hinca necesaria.

Se explican los cálculos con más detalle por ejemplo en [11, 20].

### 6.2.3. Hundimiento

Se debe demostrar que se puede lograr el equilibrio vertical utilizando las resistencias de proyecto del suelo y las fuerzas verticales de proyecto sobre el tablestacado y como mínimo, se debe considerar una situación límite del tipo que aparece en la figura 79 [22].

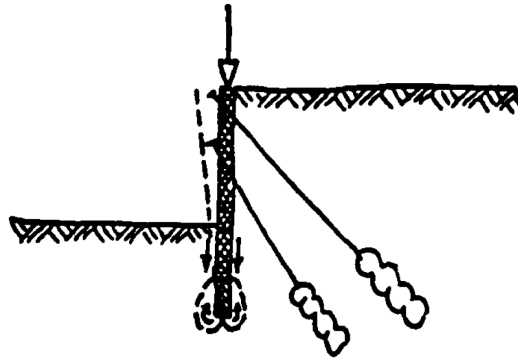


Figura 79: Ejemplo de fallo vertical de un tablestacado empotrado

Cuando se considere movimiento del tablestacado hacia abajo, se deben de utilizar en este cálculo los valores de proyecto más altos para las fuerzas de pretensado, tales como las introducidas por los anclajes al terreno, que tengan una componente vertical hacia abajo.

La magnitud y dirección de la tensión tangencial de proyecto entre el suelo y el tablestacado debe ser coherente con la comprobación de fallo por rotación. Se deben comprobar los equilibrios vertical y rotacional, con los mismos valores de proyecto de la tensión tangencial sobre el tablestacado. Si éste actúa como cimentación de una estructura, se debe comprobar el equilibrio vertical utilizando los principios de cálculo de pilotes, como se puede ver en la siguiente figura [20]:

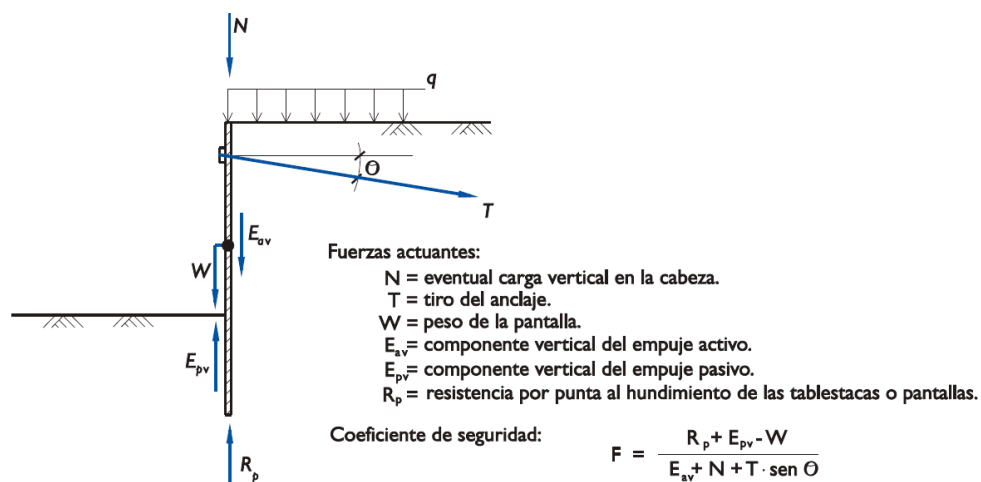


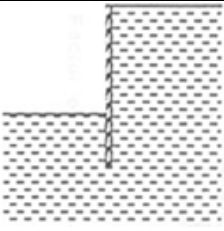
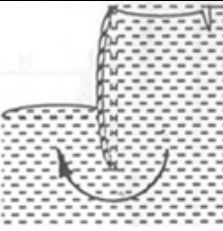
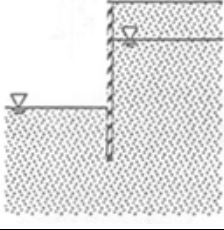
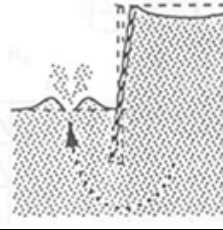
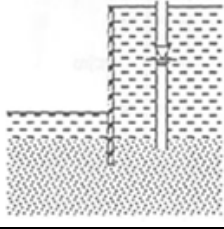
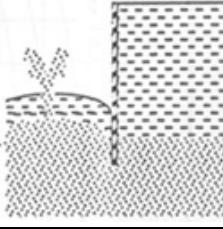
Figura 80: Esquema de cálculo frente al hundimiento vertical

En función del procedimiento utilizado para la estimación de la carga de hundimiento, los factores de seguridad pueden llegar a ser de hasta 2,60.

#### 6.2.4. Fallo del fondo de la excavación

El fallo del fondo de la excavación se puede dar por levantamiento del fondo en arcillas por la rotura del terreno, por sifonamiento hidráulico en arenas o por levantamiento por presión de agua, como se muestra en la tabla 24.

Tabla 24: Tipos de fallo del fondo de la excavación

Tipo de fallo del fondo	Condiciones del terreno y nivel freático	Esquema del tipo de fallo
Levantamiento del fondo por rotura del terreno	 A cross-section diagram of an excavation in soil. The groundwater table is shown below the excavation level. The soil is represented by a stippled pattern.	 A cross-section diagram showing the failure mechanism for bottom heave. A curved arrow indicates the soil rotating upwards around a pivot point, lifting the excavation bottom.
Sifonamiento del fondo por flujo de agua	 A cross-section diagram of an excavation in soil. The groundwater table is shown above the excavation level. A vertical line represents the excavation wall.	 A cross-section diagram showing the failure mechanism for piping. Water is shown flowing through the soil, creating a channel that erodes the bottom of the excavation.
Levantamiento del fondo por presión de agua	 A cross-section diagram of an excavation in soil. The groundwater table is shown above the excavation level. A vertical line represents the excavation wall.	 A cross-section diagram showing the failure mechanism for water pressure failure. Water is shown flowing through the soil, creating a channel that erodes the bottom of the excavation.

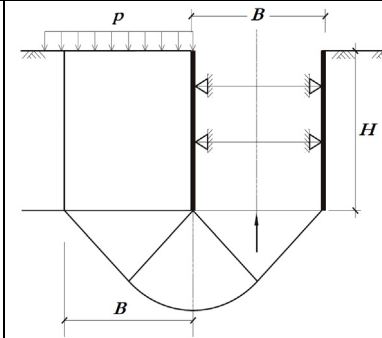
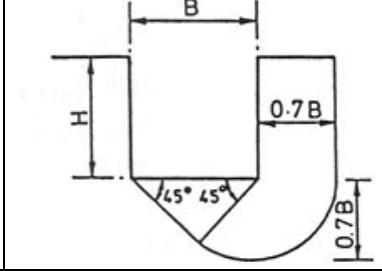
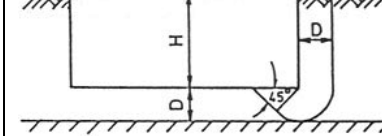
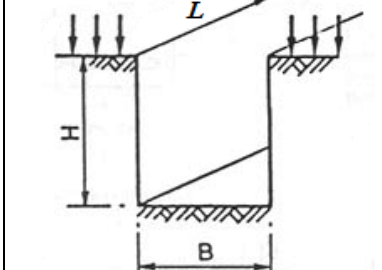
### Levantamiento del fondo por rotura del terreno

Normalmente el levantamiento de fondo se da en arcillas blandas a muy blandas o arcillas limosas, siendo los suelos más competentes menos propensos a este tipo de fallo. El problema es análogo a un fallo por capacidad portante, aunque en vez de aumentar las tensiones en este caso disminuyen. El factor de seguridad contra levantamiento de fondo debe ser mayor que 1,50.

Los métodos existentes se pueden dividir entre los que se basan en fórmulas de capacidad portante y los que se basan en métodos de equilibrio de momentos. En el diseño de la excavación se recomienda usar ambos métodos para la comprobación.

Los métodos basados en **fórmulas de capacidad portante** se pueden consultar en la ROM 05.05 [20] en la publicación de Terzaghi de 1943 [75] para excavaciones anchas y poco profundas, y en la de Bjerrum y Eide de 1956 [76] para excavaciones estrechas y profundas. Todos estos métodos desprecian el efecto de la penetración del tablestacado bajo el nivel de la excavación y por tanto los resultados pueden ser conservadores especialmente cuando se tienen arcillas duras en profundidad. Un resumen de éstos se puede ver en la tabla 25.

Tabla 25: Métodos de capacidad portante para levantamiento de fondo (1)

Método	Esquema	Factor de Seguridad
ROM		$\frac{c_u \cdot (\pi + 2)}{H(\gamma - \frac{c_u}{B}) + p}$
Terzaghi (H < B, sin arcillas duras)		$\frac{c_u \cdot N_c}{H(\gamma - \frac{c_u}{0.70 \cdot B}) + p}$
Terzaghi (H < B, con arcillas duras)		$\frac{c_u \cdot N_c}{H(\gamma - \frac{c_u}{D}) + p}$
Bjerrum y Eide (H > B)		$\frac{c_u \cdot N_c}{H \cdot \gamma + p}$

Donde:

$N_c$  es el factor de capacidad portante de Skempton según el siguiente gráfico:

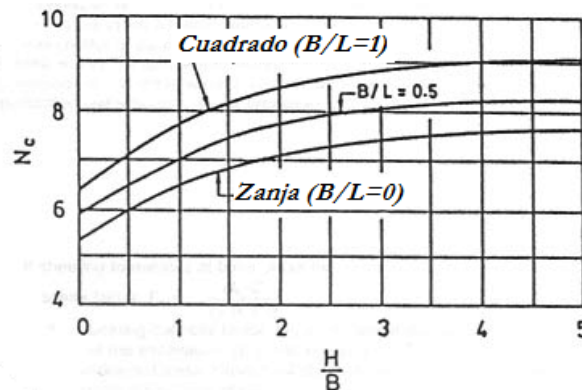


Figura 81: Valor del factor de capacidad portante según la geometría de la excavación

En suelos no cohesivos y excavaciones profundas en arcillas con o sin un estrato más duro en profundidad se puede utilizar el método descrito en el manual del NAVFAC, los ingenieros de la marina estadounidense [77] mostrado en la tabla 26.

**Tabla 26:** Métodos de capacidad portante para levantamiento de fondo (2)

Método	Esquema	Factor de Seguridad
NAVFAC (suelos granulares)		$2 \cdot N_{\gamma_2} \cdot \left( \frac{\gamma_2}{\gamma_1} \right) \cdot k_d \tan \phi_1$
NAVFAC (arcillas)		$\frac{c_u \cdot N_c}{H \cdot \gamma_1 + p}$ $h = \frac{B}{\sqrt{2}}$
NAVFAC (arcillas sobre estrato duro)		Zanja: $\frac{c_u \cdot N_{cd}}{H \cdot \gamma_1 + p}$ Ataguía: $\frac{c_u \cdot N_{cr}}{H \cdot \gamma_1 + p}$

Donde:

$N_c$  y  $N_\gamma$  = factores de capacidad portante según el siguiente gráfico:

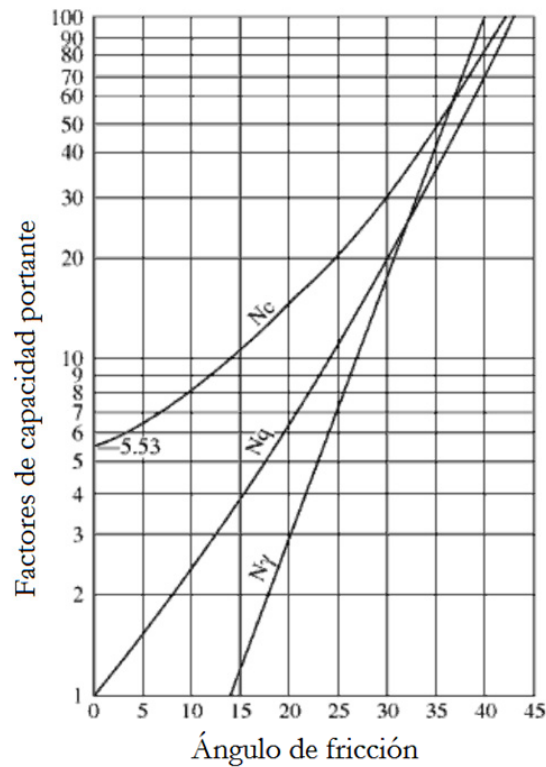


Figura 82: Factores de capacidad portante  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$

$N_{cd}$  es el factor de capacidad portante para excavaciones continuas y  $N_{cr}$  para cuadradas según:

$$N_{cd} = N_c \cdot f$$

$$N_{cr} = N_{cd} \cdot \left[ 1 + 0,2 \left( \frac{B}{L} \right) \right]$$

Siendo  $f$  el factor de forma que se obtiene de la siguiente tabla:

Tabla 27: Valores del factor de forma  $f$  para el cálculo de  $N_{cd}$

$H/B$	0	0,5	1	2	3	4
$f$	1,00	1,15	1,24	1,36	1,43	1,46

Los métodos para evaluar el levantamiento de fondo basados en el **equilibrio de momentos** se describen en códigos japoneses como los del Instituto Arquitectónico de Japón de 1988 sobre cimentaciones de edificios y los de la Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles sobre excavaciones de 1986. La tabla 28 presenta un resumen de los dos métodos de equilibrio de momentos. En estos métodos no se puede tener en cuenta ni la anchura ni la longitud de la excavación, pero es posible incluir variaciones de la fuerza de corte en la dirección de la profundidad. Con los métodos de equilibrio de momento, el factor de seguridad que se requiere generalmente es no menos de 1,20.

Tabla 28. Método de equilibrio de momentos para levantamiento de fondo

Instituto Arquitectónico de Japón	Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles
<p>Md : Momento desestabilizador</p> <p>Mr : Momento resistente</p>	
$FS = \frac{M_r}{M_d}$	
Superficie de rotura circular sobre el puntal inferior	Superficie de rotura circular sobre el pie de la tablestaca inferior
No se tiene en cuenta la resistencia al corte en la zona vertical sobre el fondo de la excavación	
Posibilidad de incluir la variación de la resistencia al corte con la profundidad	

### Fallo hidráulico

Para las excavaciones con el nivel freático en el trasdós por encima del fondo de la excavación, se necesita realizar un análisis para prevenir el fallo hidráulico. El fallo puede darse por sifonamiento o por levantamiento de fondo por presiones de agua.

Si el pie de la tablestaca no se hincan en una capa impermeable o si no se alcanza una profundidad suficiente para disipar el gradiente, se puede dar inestabilidad de la base causada por el **sifonamiento hidráulico**. Esto se da para un gradiente vertical de filtración mayor que la unidad (para suelos habituales con peso específico saturado de  $\gamma_{sat} = 2 \text{ T/m}^3$ ), ya que el sifonamiento se da para un gradiente crítico  $I_v = \gamma' / \gamma_w$ .

Existen muchos métodos de cálculo del sifonamiento, en función de las capas del terreno y de la geometría de la excavación, como los explicados en [77], muy completos en cuanto a tipos de terreno y geometría, o los de [20], más sencillos. Generalmente se exige un factor de seguridad de 1.5 a 2.0 para evitar el sifonamiento.

El **levantamiento de fondo debido a la presión de agua** ocurre cuando existe una capa impermeable en el fondo de la excavación sobre una capa permeable, como se muestra en la siguiente figura:

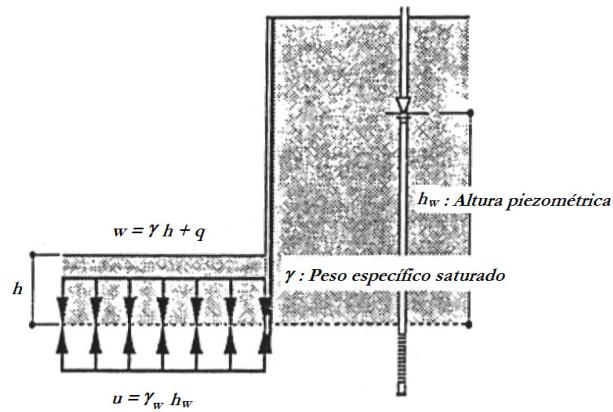


Figura 83. Esquema de cálculo frente al hundimiento vertical

Para prevenir el levantamiento de fondo, el equilibrio entre la presión del terreno y las sobrecargas ( $w$ ) y la presión de agua en la superficie superior de la capa permeable ( $u$ ) ha de presentar un factor de seguridad  $FS = w/u$  de 1,20 como mínimo.

### 6.3. Fallo estructural de los componentes del tablestacado

#### 6.3.1. Modos de fallo estructural

Las propias tablestacas, incluyendo sus elementos de soporte tales como entibaciones y anclajes, se deben comprobar frente a fallo estructural, de acuerdo con el apartado de acciones. Se debe demostrar que el equilibrio se puede lograr sin superar la resistencia de proyecto del tablestacado y de los elementos estructurales de apoyo, tales como puntales y anclajes.

Como mínimo, se deben considerar los estados límite de los tipos que aparecen en la figura 84 [22].

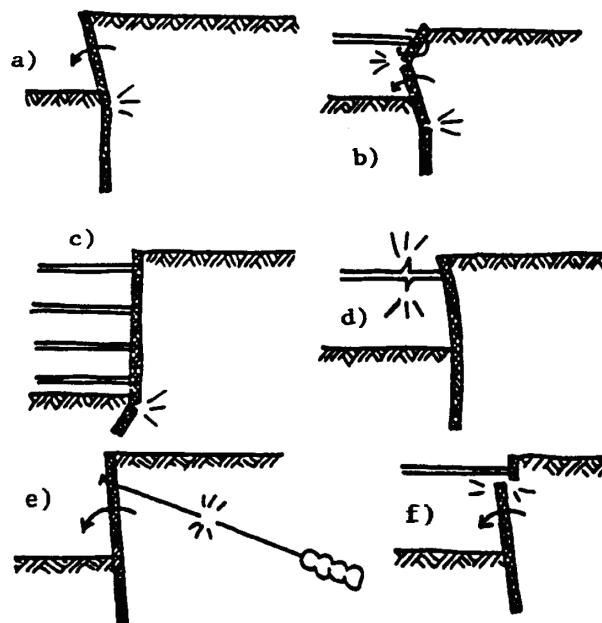


Figura 84. Ejemplos de rotura estructural de tablestacados



Los diferentes elementos a comprobar se detallan en los puntos siguientes.

### 6.3.2. Resistencia de secciones

Para la comprobación de la resistencia de secciones se deben tener en cuenta las características particulares de los tablestacados, clasificando las secciones y considerando la flexión local transversal debida a los efectos locales de la presión de agua, sobre todo en tablestacas Z. Las comprobaciones a realizar pueden resumirse en las siguientes:

- Resistencia de la sección transversal y al pandeo global
- resistencia de vigas de reparto, arriostramientos, conexiones y anclajes (capítulo 8);

En la Norma Europea EN 1990 [78] se dan los valores recomendados para los factores parciales en relación a las acciones y los métodos a aplicar para combinar las acciones. Para los factores parciales  $\gamma_{M0}$ ,  $\gamma_{M1}$  y  $\gamma_{M2}$  que deben aplicarse a la resistencia, la parte 5 de EC3 [14] remite a la parte 1-1 [63] aunque recomienda los valores mostrados en la tabla 29. En dicha tabla también se indican los valores para los factores parciales según el borrador de la Instrucción EAE [62].

**Tabla 29.** Valor de los factores parciales  $\gamma_{M0}$ ,  $\gamma_{M1}$  y  $\gamma_{M2}$  que deben aplicarse a la resistencia

Norma a aplicar	EC3-5	EAE
$\gamma_{M0}$ (Resistencia de las secciones transversales)	1,00	1,05
$\gamma_{M1}$ (Resistencia frente a inestabilidad)	1,10	1,05
$\gamma_{M2}$ (Resistencia a rotura en tracción)	1,25	1,25

### 6.3.3. Clasificación de la sección

El comportamiento de la sección transversal de la tablestaca depende de su estabilidad geométrica, y en particular de la esbeltez del ala o el alma y del límite elástico. Como estos parámetros varían para cada perfil, el comportamiento de la sección transversal de la tablestaca se puede dividir en cuatro clases según el Eurocódigo 3 parte 1-1 [63], comportamiento que se muestra en la figura 85.

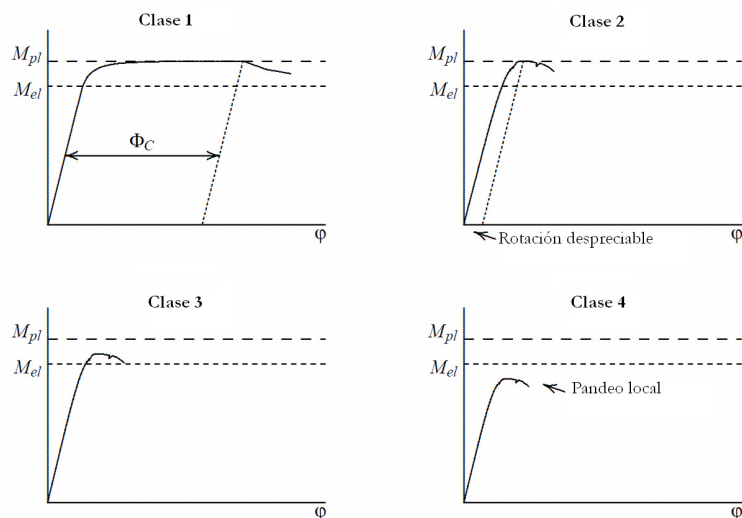


Figura 85: Comportamiento a flexión de la sección según su clase

**Secciones de clase 1** son aquellas en las que se puede llevar a cabo un análisis plástico que conlleve redistribución de momentos, con una capacidad de rotación suficiente.

**Secciones de clase 2** son las que pueden desarrollar la resistencia plástica a flexión pero presentan una capacidad de rotación despreciable.

**Secciones de clase 3** son aquellas en las que puede utilizarse un análisis elástico global y una distribución elástica de tensiones sobre la sección transversal, permitiendo solamente plastificación en las fibras extremas, pero en las que no se puede alcanzar una resistencia plástica a flexión.

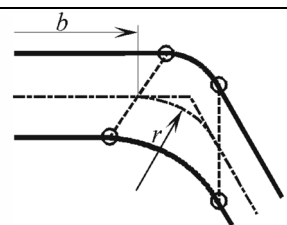
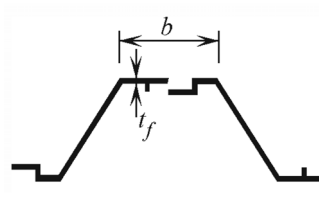
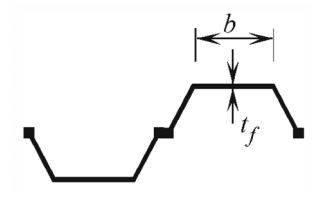
**Secciones de clase 4** son las que los efectos de la abolladura local limitan la resistencia a flexión o compresión.

En general las tablestacas comerciales son como mínimo de clase 3, aunque existen algunos perfiles clase 4 de pequeñas dimensiones. Muy a menudo las condiciones de hincas determinarán el uso de una sección más competente, en particular si se necesita asegurar un cierto grado de empotramiento en el pie, aunque se pueden usar siempre que para su comprobación se tenga en cuenta la sección efectiva resultante de la reducción por los efectos del pandeo local. Los fabricantes de tablestacas en sus catálogos indican normalmente la clase de la sección. Los módulos necesarios para la hincas en diferentes condiciones del terreno o los métodos de cálculo para obtenerlos, se pueden consultar en bibliografía especializada [79], [9].

Las proporciones límite para clasificación de las secciones transversales en clase 1, 2 y 3 se pueden obtener de las tablas 30 o 31 para las tablestacas de acero, teniendo en cuenta una posible reducción del espesor de acero debido a la corrosión. Cualquier elemento que no satisfaga los límites de las clases 1, 2 o 3 se considera de clase 4.

- Clasificación conforme a la tabla 30: Se dan las relaciones  $b/t_f$  para la clasificación de la sección, siendo las de la clase 1 y 2 las necesarias para la resistencia total frente al momento plástico.

**Tabla 30:** Clasificación de la sección transversal

Clasificación	Perfil Z	Perfil U
		
Clase 1	-Aplican los mismos límites que para la clase 2 -Tiene que llevarse a cabo una comprobación de rotación	
Clase 2	$b/t_f \leq 45 \cdot \varepsilon$	$b/t_f \leq 37 \cdot \varepsilon$
Clase 3	$b/t_f \leq 66 \cdot \varepsilon$	$b/t_f \leq 49 \cdot \varepsilon$

Donde:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$b$ : anchura de la parte plana del ala, medida entre los radios de la esquina, siempre que la proporción  $r/t_f$  no sea mayor de 5,0. En caso contrario, debe utilizarse una aproximación más precisa.

$t_f$ : espesor del ala para alas con espesor constante.

$r$ : radios de la línea media en las esquinas entre el alma y las alas.

$f_y$ : límite elástico.

Para las secciones de clase 1 se ha de verificar que la rotación plástica proporcionada por la sección transversal no es inferior a la rotación plástica requerida en el proyecto. En el apartado 6.4 se dan directrices para esta verificación (comprobación de rotación).

- Clasificación conforme a la tabla 31: Las relaciones  $b/t_f$  para las clases 1 y 2 se dan para valores entre el 85 y el 100% de la resistencia total al momento plástico, en intervalos de 5%. De este modo, se puede considerar rotación en secciones que originalmente no sean de clase 1, aumentando la rotación efectiva en las secciones.

**Tabla 31:** Clasificación de la sección transversal con resistencia plástica parcial

Tipo de perfil	$M_{pl,Rd}$	100 %	95 %	90 %	85 %
	Factor de reducción $\rho_c$	1,00	0,95	0,90	0,85
Perfil U	Clase 1 o 2	$b/t_f \leq 37 \cdot \varepsilon$	$b/t_f \leq 40 \cdot \varepsilon$	$b/t_f \leq 46 \cdot \varepsilon$	$b/t_f \leq 49 \cdot \varepsilon$
Perfil Z	Clase 1 o 2	$b/t_f \leq 45 \cdot \varepsilon$	$b/t_f \leq 50 \cdot \varepsilon$	$b/t_f \leq 60 \cdot \varepsilon$	$b/t_f \leq 66 \cdot \varepsilon$

Si se utiliza la tabla 31 para la clasificación con un nivel reducido de resistencia total al momento plástico con un factor de reducción  $\rho_c$  entre 0,85 y 0,95 para determinar una sección transversal de clase 1 o clase 2, entonces el valor de proyecto de la resistencia de la sección transversal debe ser determinada con un límite elástico reducido:

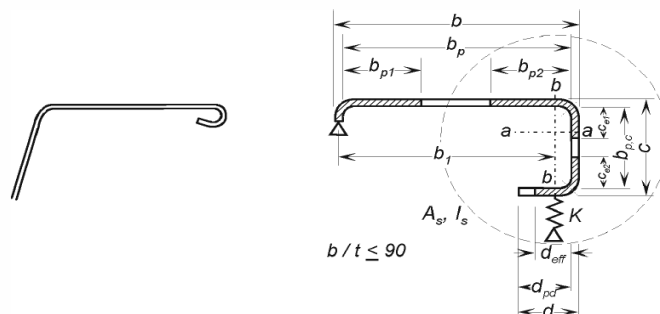
$$f_{y,red} = \rho_c \cdot f_y \quad (6.1)$$

### 6.3.4. Sección efectiva para clase 4

En el caso de necesitar calcular la sección efectiva, en la parte 1-5 del Eurocódigo 3 [80] se dan indicaciones de cómo hacerlo, solución del problema similar al del borrador de la Norma EAE [62].

Se explica a continuación el cálculo según los Eurocódigos, por mantener la coherencia del presente trabajo y por ser más simple (probablemente por tradición) abordar el tema desde el punto de vista de tensiones (caso de los Eurocódigos) que de deformaciones (caso del borrador de la Norma EAE).

Para el cálculo explicado a continuación se consideran los paneles sin rigidización longitudinal. Para tener en cuenta las juntas como rigidizadores longitudinales, en el apartado 5.5.3.2 de EN 1993-1-3 [81] se explica un método iterativo muy completo que consiste en el cálculo del ala idealizada, según muestra figura 86. Dicho cálculo no se explicará en el presente trabajo, aunque se considera apropiado hacer mención a él para dar a conocer la opción de su uso.

**Figura 86:** Idealización de la junta para considerarla como rigidizador

Para el cálculo de la sección reducida, el ancho efectivo de los elementos comprimidos se obtendrá usando la tabla 32 para las almas y la tabla 33 para las alas de las tablestacas.

**Tabla 32:** Ancho efectivo para paneles interiores de clase 4

Distribución de tensiones (compresión positiva)				Ancho efectivo $b_{eff}$		
				$\psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
<b>Factor de pandeo <math>k_\psi</math></b>	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

**Tabla 33:** Ancho efectivo para paneles de clase 4 con un borde libre

Distribución de tensiones (compresión positiva)				Ancho efectivo $b_{eff}$		
				$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$		
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$	
<b>Factor de pandeo <math>k_\psi</math></b>	0,43	0,57	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	
				$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$		
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	
<b>Factor de pandeo <math>k_\psi</math></b>	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8	

El área efectiva de la zona comprimida se obtendrá entonces a partir del área bruta  $A_c$  mediante la reducción:

$$A_{c,eff} = \rho \cdot A_c \tag{6.2}$$

Donde  $\rho$  es el factor reductor del ancho del panel comprimido puede estimarse según las siguientes expresiones:

- Paneles interiores comprimidos

$$\rho = 1,00 \quad \text{para} \quad \bar{\lambda}_p \leq 0,673$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,00 \quad \text{para} \quad \bar{\lambda}_p > 0,673 \quad \text{siendo} \quad (3 + \psi) > 0 \quad (6.3)$$

- Paneles con un borde libre

$$\rho = 1,00 \quad \text{para} \quad \bar{\lambda}_p \leq 0,748$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188 \cdot (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,00 \quad \text{para} \quad \bar{\lambda}_p > 0,748 \quad (6.4)$$

Siendo la esbeltez adimensional de chapa:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_{cr}}} = \frac{\bar{b}/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} \quad (6.5)$$

Y donde:

$\psi$  es la relación de tensiones en los extremos, según se indica en las tablas 32 y 33.

$\sigma_{cr}$  es la tensión crítica ideal de abolladura de panel ortótropo:

$$\sigma_{cr} = E \varepsilon_{cr} = k_\sigma \sigma_E \quad \text{con} \quad \sigma_E = \frac{\pi^2 E t^2}{12(1-\nu^2) b^2} = 190000 \left( \frac{t}{b} \right)^2 \quad \text{en N/mm}^2 \quad (6.6)$$

$\nu$  el coeficiente de Poisson del acero.

$t$  el espesor de chapa del panel.

$$\varepsilon_{cr} \text{ es la deformación crítica ideal de abolladura del panel: } \varepsilon_{cr} = 0,9 k_\sigma \left( \frac{t}{b} \right)^2 \quad (6.7)$$

$k_\sigma$  el coeficiente de abolladura del panel, que se obtiene de las tablas 32 y 33.

$\bar{b}$  el ancho del panel, según lo mostrado en la tablas 32 y 33.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Generalmente, el eje neutro de la sección reducida experimentará un desplazamiento de valor  $e$  respecto al eje neutro de la sección bruta. Dicho desplazamiento deberá tenerse en cuenta para la obtención de las constantes estáticas ( $I_{eff}$ ,  $W_{eff}$ ) de la sección reducida.

Existe otro método para cálculo de los anchos reducidos de los paneles comprimidos de secciones transversales de clase 4 que utiliza el valor de la esbeltez adimensional reducida de chapa  $\bar{\lambda}_{p,red}$  calculado iterativamente a partir de la relación de tensiones  $\psi$  en el panel comprimido, obtenida considerando los anchos reducidos de todos los paneles parcial o totalmente comprimidos de la sección bajo todas las acciones simultáneas. Éste método se puede consultar en [80] en el apartado 4.4 (4).

Para tensiones inferiores al límite elástico, se puede utilizar otro método alternativo de cálculo del ancho efectivo, mediante la formulación del Anexo E de la misma Norma, usando de igual manera la esbeltez adimensional de chapa  $\bar{\lambda}_{p,red}$ .

### 6.3.5. Flexión y cortante

#### Verificación frente a momento flector

La comprobación de la resistencia de la sección frente al momento flector no difiere mucho de la formulación clásica para secciones metálicas. La única diferencia se encuentra en los factores de reducción para tomar en consideración la reducción de módulo resistente en secciones simple o doble U debida a la pérdida de solidaridad entre perfiles por desplazamiento relativo en las juntas. El tema se trata en profundidad en el apartado 6.5 del presente trabajo.

En ausencia de esfuerzo cortante y de axil, el valor de proyecto para el momento flector  $M_{Ed}$  en cada sección transversal debe satisfacer:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} \quad (6.8)$$

Donde:

$M_{Ed}$  es el valor de proyecto para el momento flector.

$M_{c,Rd}$  es el valor de proyecto de la resistencia a flexión de la sección transversal, según la clasificación de la sección:

$$\text{Secciones transversales de Clase 1 o 2: } M_{c,Rd} = \beta_B \cdot W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad (6.9)$$

$$\text{Secciones transversales de Clase 3: } M_{c,Rd} = \beta_B \cdot W_{el} \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad (6.10)$$

$$\text{Secciones transversales de Clase 4: } M_{c,Rd} = \beta_B \cdot W_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad (6.11)$$

donde:

$W_{el}$  es el módulo elástico de la sección de tablestacado por metro.

$W_{pl}$  es el módulo plástico de la sección de tablestacado por metro.

$W_{eff}$  es el módulo efectivo de la sección de tablestacado por metro.

$\gamma_{M0} = 1,00$  es el coeficiente parcial de resistencia de la sección transversal.

$\beta_B$  es el factor que tiene en cuenta la posible falta de transmisión de cortante en las juntas y tiene los siguientes valores:

$\beta_B = 1,0$  para tablestacas Z y en triple U

$\beta_B \leq 1,0$  para tablestacas en U individuales y dobles (ver apartado 6.5).

Los factores que influyen en el valor de este factor de reducción así como unos valores orientativos se pueden consultar en el apartado 6.5 del presente trabajo.

### Verificación frente a cortante

Aunque el dimensionamiento del perfil no se ve condicionado por la resistencia a esfuerzo cortante, se ha de realizar la verificación en el proyecto de tablestacas metálicas.

El cortante se trata de manera similar que para el resto de secciones metálicas. Se dan también las comprobaciones resistentes frente a pandeo por cortante del alma.

Para la verificación de la resistencia frente a esfuerzo cortante de las almas de las tablestacas, el valor de proyecto del cortante  $V_{Ed}$  en cada sección transversal debe satisfacer:

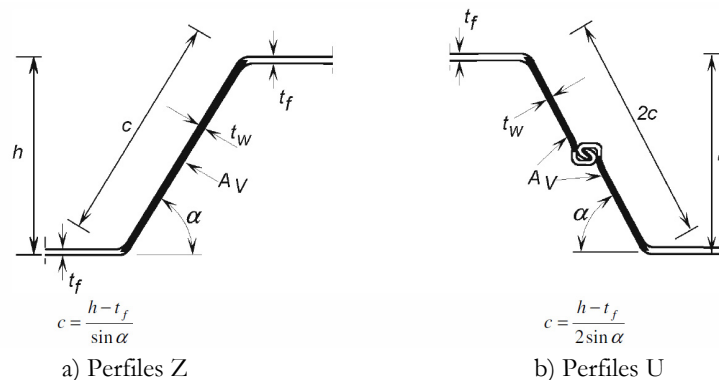
$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad (6.12)$$

Donde  $V_{pl,Rd}$  es el valor clásico de proyecto para la resistencia plástica cortante del alma:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (6.13)$$

La particularidad en tablestacas reside en que  $A_v$  es el área a cortante proyectada de cada alma, actuando en la misma dirección que  $V_{Ed}$ . Para un perfil U o Z puede considerarse según se muestra en la figura 87 mediante la fórmula siguiente, tomando  $t_w$  el menor espesor en el caso de tablestacas U de espesores diferentes:

$$A_v = t_w \cdot (h - t_f) \quad (6.14)$$



**Figura 87: Definición del área a cortante**

Además, se comprobará la resistencia al pandeo por cortante de las almas si  $c/t_w > 72 \varepsilon$  mediante la expresión:



$$V_{b,Rd} = \frac{(h - t_f) \cdot t_w \cdot f_{bv}}{\gamma_{M0}} \quad (6.15)$$

Donde  $f_{bv}$  es la resistencia a pandeo por cortante según la tabla 34 extraída de la Norma Europea EN 1993-1-3 [81] para un alma sin refuerzo en el soporte y para una esbeltez relativa de alma dada por:

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \cdot \frac{c}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (6.16)$$

**Tabla 34:** Resistencia a pandeo por cortante  $f_{bv}$

Esbeltez adimensional del alma	Resistencia a pandeo por cortante $f_{bv}$
$\bar{\lambda}_w \leq 0,83$	$0,58 \cdot f_y$
$0,83 < \bar{\lambda}_w < 1,40$	$0,48 \cdot f_y / \bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,40$	$0,67 \cdot f_y / \bar{\lambda}_w^2$

### Interacción flexión y cortante

En cuanto a la interacción de flexión y cortante, siempre que el valor nominal del cortante  $V_{Ed}$  no exceda 50% del valor de proyecto para la resistencia plástica a cortante  $V_{pl,Rd}$ , no es necesario realizar reducción en el valor de proyecto para la resistencia al momento  $M_{c,Rd}$ . Cuando  $V_{Ed}$  supere el 50% de  $V_{pl,Rd}$  el valor de proyecto para la resistencia al momento de la sección transversal debe reducirse a  $M_{V,Rd}$ , el valor de proyecto para la resistencia reducida al momento plástico teniendo en cuenta el esfuerzo cortante, que se obtiene de la siguiente forma:

$$M_{V,Rd} = \left[ \beta_B \cdot W_{pl} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4t_w \sin \alpha} \right] \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \leq M_{c,Rd} \quad (6.17)$$

Considerando el factor de reducción:

$$\rho = (2 \cdot V_{Ed} / V_{pl,Rd} - 1)^2 \quad (6.18)$$

Donde:

$A_v$  es el área de corte conforme a la fórmula (6.14).

$t_w$  es el espesor de alma.

$\alpha$  es la inclinación del alma conforme a la figura 87.

$\beta_B$  es el factor definido en el apartado 6.5.

### Consideraciones en cuanto a la unión de las juntas

El módulo de un tablestacado formado por secciones U depende en gran medida de la unión en las juntas. En el apartado 6.5 se explica cómo influye la soldadura o la fijación mecánica mediante puntos de prensado de las juntas (figura 88) en la consideración del módulo completo del tablestacado o de un módulo reducido. En el cálculo, las conexiones se verifican suponiendo que la fuerza de corte se puede transferir únicamente en las juntas conectadas, si no se han conectado todas ellas. Esta hipótesis permite realizar un diseño de las conexiones del lado de la seguridad.



*Figura 88: Fijación mecánica de las juntas*

La verificación de las soldaduras a tope para la transmisión de la fuerza de corte debe hacerse conforme al apartado 4.7 de la Norma Europea EN 1993-1-8 [82], mientras que la distribución de las mismas debe hacerse conforme al apartado 4.3 de la misma Norma, teniendo en cuenta la corrosión si fuera relevante.

En el caso de soldaduras a tope discontinuas, en EN 1993-5 [14] se recomienda que en cada extremo del perfil se realice continua una longitud no inferior a 500 mm con el fin de evitar una posible sobrecarga durante la instalación.

Debe verificarse que los puntos de solidarización de las juntas son capaces transmitir las fuerzas de corte resultantes en las juntas. En el caso de que la separación de los puntos de solidarización individuales o dobles no exceda 0,7 m y el espaciado de los puntos triples no exceda 1,0 m, puede suponerse que cada punto transmite una fuerza cortante de valor igual a  $V_{Ed} \leq R_k / \gamma_{M0}$  donde  $R_k$  es la resistencia característica de los puntos de solidarización determinada mediante ensayo conforme a la Norma Europea sobre tablestacas de acero EN 10248 [83].

#### 6.3.6. Flexión, cortante y esfuerzo axial

##### Verificación frente a esfuerzo axial

En el caso de las piezas sujetas a esfuerzo axial, el valor de proyecto del esfuerzo axial  $N_{Ed}$  en cada sección transversal debe satisfacer:

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd} \quad (6.19)$$

Donde  $N_{pl,Rd}$  es el valor de proyecto para la resistencia plástica de la sección transversal de valor  $A \cdot f_y / \gamma_{M0}$  para clase 1, 2 y 3 o  $A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0}$  para clase 4.

### Verificación frente a esfuerzo axial y flexión

Los efectos del esfuerzo axial sobre la resistencia plástica al momento de la sección transversal de tablestacas de clase 1, 2 y 3 pueden despreciarse si:

Perfiles U de clase 1 y 2:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,25 \quad (6.20)$$

Perfiles Z y otros perfiles de clase 3:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,10 \quad (6.21)$$

Si el esfuerzo axial excede los valores límite dados, se consideraran los siguientes criterios en ausencia de cortante, donde  $M_{N,Rd}$  es el valor de proyecto para la resistencia reducida momento teniendo en cuenta el esfuerzo axial.

Secciones transversales de Clase 1 y 2:

- para los perfiles Z:

$$M_{N,Rd} = 1,11 M_{c,Rd} (1 - N_{Ed} / N_{pl,Rd}) \leq M_{c,Rd} \quad (6.22)$$

- para los perfiles U:

$$M_{N,Rd} = 1,33 M_{c,Rd} (1 - N_{Ed} / N_{pl,Rd}) \leq M_{c,Rd} \quad (6.23)$$

Secciones transversales de Clase 3:

$$M_{N,Rd} = M_{c,Rd} (1 - N_{Ed} / N_{pl,Rd}) \leq M_{c,Rd} \quad (6.24)$$

Para secciones transversales de Clase 4 se comprobará la relación definida en el apartado 6.1.9 de EN 1993-1-3 [81] (sin tomar en consideración el eje z-z):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{M_{cy,Rd}} \leq 1,00 \quad (6.25)$$

Donde  $M_{y,Rd}$  se obtiene de la expresión (6.11).

### Verificación frente a esfuerzo axial, flexión y cortante

En el caso de no cumplir los criterios dados en las ecuaciones (6.20) o (6.21) según corresponda, se tendrá en cuenta la presencia combinada de flector, axil y cortante como sigue, según el caso:

a) Si  $V_{Ed}$  no supera el 50% de  $V_{pl,Rd}$  no es necesario realizar ninguna reducción en las combinaciones de axil y momento que satisfagan los criterios de las ecuaciones (6.22) a (6.25).

b) Si  $V_{Ed}$  supera el 50% de  $V_{pl,Rd}$  el valor de proyecto para la resistencia de la sección transversal en las combinaciones (6.22) a (6.25) de momento y esfuerzo axial deberán calcularse utilizando una límite elástico reducido  $f_{y,red} = (1 - \rho) f_y$  para el área a cortante, donde  $\rho = (2 V_{Ed} / V_{pl,Rd} - 1)^2$  es el factor de reducción a aplicar.

### 6.3.7. Pandeo por axil y flexión

En el caso de comprobar tablestacados sometidos a esfuerzo axial, como muros de sótano o grandes cargas verticales debidas a los anclajes, este esfuerzo deberá tenerse en cuenta en la comprobación resistente de la sección y también en el pandeo de los perfiles.

Para la combinación de flexión y compresión, el pandeo de la pieza no necesita tenerse en cuenta si:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04 \quad (6.26)$$

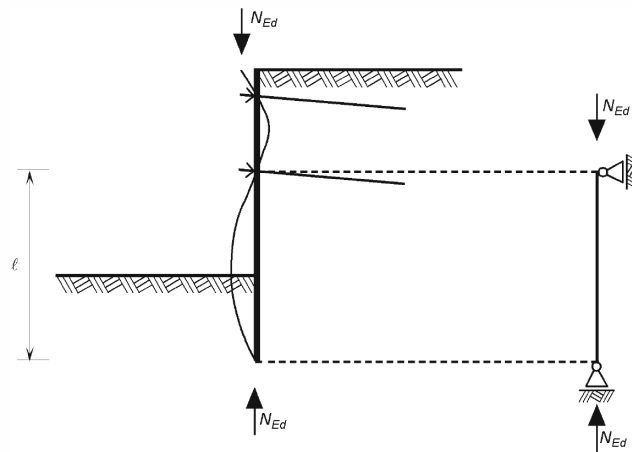
Donde:

$N_{Ed}$  es el valor de proyecto para la fuerza de compresión.

$N_{cr}$  es la carga elástica crítica de la tablestaca, calculada con un modelo de terreno adecuado, como el del módulo de balasto como se muestra en la figura 75, o calculado, conservadoramente, según la siguiente fórmula:

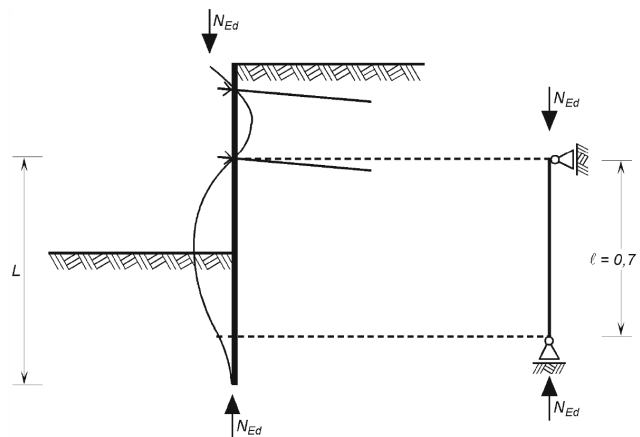
$$N_{cr} = EI\beta_D\pi^2 / l^2 \quad (6.27)$$

En la que  $l$  es la longitud del pandeo, determinada conforme a la figura 89 para un apoyo simple o parcialmente empotrado o conforme a la figura 90 para un apoyo totalmente empotrado.  $\beta_D$  es un factor de reducción de la rigidez, como se verá en el apartado 6.5.3.



a) Deformada debido al pandeo      b) sistema simplificado

**Figura 89. Determinación de la longitud de pandeo para soporte libre**



a) Deformada debido al pandeo      b) sistema simplificado

**Figura 90. Determinación de la longitud de pandeo para soporte fijo**

Si no se satisface el criterio de la fórmula (6.26), se debe verificar la resistencia al pandeo. La comprobación frente a pandeo se puede abordar mediante el método expuesto en el apartado 5.2.3 de EN 1993-5 [14] explicado a continuación. Según la citada Norma, este método se puede utilizar siempre que las condiciones de contorno procedan de elementos (anclajes, viga de reparto, tipo de apoyo en el pie, viga de coronación, etc.) capaces de aportar restricciones posicionales correspondientes al modo de pandeo intraslacional. Tal afirmación se traduce en que para poder considerar que un elemento es efectivo como riostra, su desplazamiento horizontal bajo una carga de valor  $N_{Ed}/100$  sea inferior a  $l/500$ . Si no se pueden asegurar unas condiciones suficientes de arriostramiento, se debe llevar a cabo una investigación detallada del pandeo, basada en los métodos dados en la Norma Europea EN 1993-1-1 [63] más generales.

La comprobación simplificada según EN 1993-5 [14] puede llevarse a cabo mediante las fórmulas siguientes:

Secciones transversales de Clase 1, 2 y 3:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pl,Rd} \cdot (\gamma_{M0} / \gamma_{M1})} + 1,15 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd} \cdot (\gamma_{M0} / \gamma_{M1})} \leq 1,00 \quad (6.28)$$

Donde:

$N_{pl,Rd}$  es el valor de proyecto para la resistencia plástica de la sección transversal, de valor  $A \cdot f_y / \gamma_{M0}$ .

$M_{c,Rd}$  es el valor de proyecto para la resistencia al momento de la sección transversal, como se define en 6.3.5.

$\gamma_{M1} = 1,10$  es el coeficiente de resistencia de elementos estructurales frente a inestabilidad parcial.

$\gamma_{M0} = 1,00$  es el coeficiente parcial de resistencia de la sección transversal.

$\chi$  es el coeficiente reductor de la resistencia por efecto del pandeo según la sección 6.3.1.2 de la Norma Europea EN 1993-1-1 [63], utilizando la curva d ( $\alpha = 0,76$ ). La esbeltez adimensional  $\bar{\lambda}$ , el factor de imperfección  $\phi$  y el coeficiente reductor  $\chi$  se calculan mediante las siguientes fórmulas:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad (6.29)$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (6.30)$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,00 \quad (6.31)$$

En (6.29) se determina  $N_{cr}$  según la ecuación (6.27). La utilización del factor de imperfección  $\alpha = 0,76$  también cubre imperfecciones de hincas de hasta el 0,5 % de 1, conservadoramente.

Para secciones transversales de Clase 4, la interacción entre flexión y axil se puede obtener de un análisis de segundo orden, basado en las propiedades efectivas de la sección obtenidas según el apartado 6.3.4. Alternativamente se puede utilizar la siguiente fórmula:

$$\left( \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \right)^{0,8} + \left( \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \right)^{0,8} \leq 1,00 \quad (6.32)$$

Donde  $N_{b,Rd}$  es la resistencia a pandeo por axil según:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (6.33)$$

Considerando el área efectiva  $A_{eff}$  de la sección y el coeficiente de reducción de la resistencia por pandeo  $\chi$  según las fórmulas (6.29) a (6.31).

Y donde  $M_{b,Rd}$  es la resistencia a pandeo por flexión:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_{eff,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (6.34)$$

Considerando el módulo de la sección reducida  $W_{eff,y}$  y el coeficiente de reducción de la resistencia por pandeo lateral  $\chi_{LT}$  calculado según las siguientes fórmulas de la esbeltez adimensional  $\bar{\lambda}_{LT}$  y el factor de imperfección  $\phi_{LT}$ . Se usará, como en el caso del axil, la curva d de pandeo ( $\alpha_{LT} = 0,76$ ).

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{eff,y} \cdot f_y}{M_{cri}}} \quad (6.35)$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad (6.36)$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad (6.37)$$

Donde  $M_{cr}$  es el momento crítico elástico a pandeo lateral, basado en las propiedades mecánicas de la sección bruta:

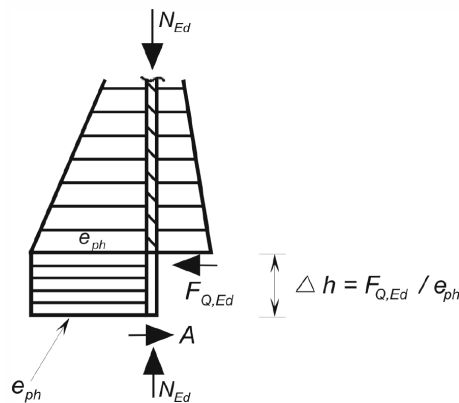
$$M_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_c^2} \left( \frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} \right)^{1/2} \quad (6.38)$$

En la determinación de  $M_{Ed}$  se tendrán en cuenta los efectos del desplazamiento del eje neutro de la sección reducida D  $M_{Ed}$  si se considera relevante por tener un axil importante.

Para una aproximación simplificada, la longitud de pandeo  $l$  se puede determinar de la siguiente forma, suponiendo un modo de pandeo sin deformación conforme a lo expuesto en los primeros párrafos del presente apartado sobre la influencia de los arriostramientos en la longitud de pandeo:

- Para condiciones de soporte libre, siempre que exista restricción suficiente conforme a la ecuación (6.39),  $l$  se puede tomar como la distancia entre el pie y el soporte horizontal (viga de atado, anclaje), como muestra la figura 89.
- Para condiciones de soporte fijo,  $l$  se puede tomar como el 70 % de la distancia entre el pie y el soporte horizontal (viga de reparto, anclaje), como muestra la figura 90.

Se puede asumir que un soporte libre proporciona suficiente restricción para la aproximación simplificada si el pie de la tablestaca está fijo en un lecho de roca o si puede resistir una fuerza horizontal adicional  $F_{Q,Ed}$  mediante presión pasiva del terreno o por fricción, conforme a la figura 91.



**Figura 91:** Determinación de la fuerza suplementaria  $F_{Q,Ed}$

Donde  $e_{ph}$  es el empuje pasivo unitario horizontal y  $F_{Q,Ed}$  viene dado por:

$$F_{Q,Ed} = \pi \cdot N_{Ed} \cdot \left( \frac{d}{l} + 0,01 \right) \quad (6.39)$$

Donde  $d$  es la deformación relativa máxima del tablestacado que se produce entre los soportes según un análisis de primer orden. La fuerza  $F_{Q,Ed}$  se puede soportar mediante el incremento  $h$  de longitud de clava conforme a la figura 91 siempre que la resistencia del terreno se movilice completamente en ausencia de fricción.

### 6.3.8. Efectos locales de la presión de agua

Es común el caso de encontrar presiones de agua no compensadas entre el trasdós y el intradós de los tablestacados, de pequeño valor en estructuras marítimas y fluviales y normalmente bastante mayores en excavaciones. De igual modo que esto se ha de tener en cuenta en la longitud de clava (como se vio en el capítulo 5) se ha de tener en cuenta para el cálculo de las secciones en términos de flexión transversal local de las chapas.

Según EC3-5, los casos en que se han de tener en cuenta los efectos de la presión diferencial del agua en la flexión localizada transversal para determinar la resistencia a flexión total son:



- Secciones Clase 4: cuando se exceda 1 m de altura diferencial de agua.
- Perfiles Z de clase 3 o superior: cuando se excedan los 5 m de agua.
- Perfiles U de clase 3 o superior: cuando se excedan los 20 m.

Como simplificación, la verificación puede llevarse a cabo para los perfiles Z (caso más habitual) utilizando el siguiente procedimiento, aunque se puede utilizar para secciones U, conservadoramente:

Verificación para perfiles clase 1, 2 o 3:

- Si la presión diferencial del agua es superior a 5 m de diferencia, la verificación transversal se llevará a cabo en las zonas de máximo momento de flexión total.
- Para la determinación de la resistencia de la sección transversal, el efecto de la presión diferencial de agua se tendrá en cuenta utilizando un límite elástico reducido  $f_{y,red} = \rho_p f_y$  con  $\rho_p$  tomado de la tabla 35.
- Para determinar  $\rho_p$  en la tabla 35, deben tenerse en cuenta las presiones diferenciales del agua que actúa en lugares relevantes de momento máximo.

**Tabla 35:** Factores de reducción  $\rho_p$  para tablestacas Z por presión diferencial de agua

w	$(b/t_{min}) \cdot \varepsilon = 20,0$	$(b/t_{min}) \cdot \varepsilon = 30,0$	$(b/t_{min}) \cdot \varepsilon = 40,0$	$(b/t_{min}) \cdot \varepsilon = 50,0$
5,0	1,00	1,00	1,00	1,00
10,0	0,99	0,97	0,95	0,87
15,0	0,98	0,96	0,92	0,76
20,0	0,98	0,94	0,88	0,60

Donde:

$b$  es la anchura del ala, con  $b \geq c/2$  siendo  $c$  la altura inclinada del alma (ver figura 87)

$t_{min}$  es el menor de  $t_f$  o  $t_w$

$t_f$  es el espesor de ala

$t_w$  es el espesor de alma

$w$  es la altura diferencial en metros

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Notas:

- 1)  $\rho_p = 1,00$  se puede utilizar si las juntas de perfiles Z están soldadas.
- 2) Se pueden interpolar linealmente valores intermedios.

Verificación para perfiles clase 4:

- La verificación de la sección transversal sólo tiene que llevarse a cabo en los lugares de momento máximo donde la presión diferencial del agua sea más de 1 m.
- el efecto de la presión diferencial del agua debe tenerse en cuenta utilizando un espesor reducido de placa  $t_{red} = \rho_p t$  con  $\rho_p$  conforme a la tabla 36.
- para la determinación de  $\rho_p$  conforme a la tabla 36 debe tenerse en cuenta la presión diferencial de agua que actúa en los puntos significativos de los momentos máximos.

**Tabla 36:** Factores de reducción  $\rho_p$  para espesor de placa por presión diferencial de agua

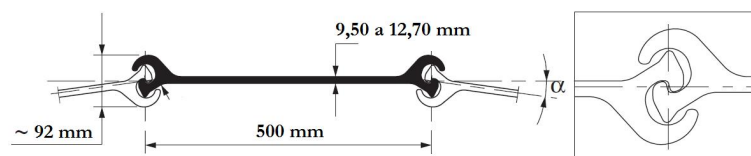
w	$(b/t_{min}) \cdot \varepsilon = 40,0$	$(b/t_{min}) \cdot \varepsilon = 60,0$	$(b/t_{min}) \cdot \varepsilon = 80,0$	$(b/t_{min}) \cdot \varepsilon = 100,0$
1,0	0,99	0,98	0,96	0,94
2,5	0,98	0,94	0,88	0,78
5,0	0,95	0,86	0,67	0,00
7,5	0,92	0,75	0,00	0,00
10	0,88	0,58	0,00	0,00

Donde los símbolos tienen el mismo significado que en la tabla anterior.

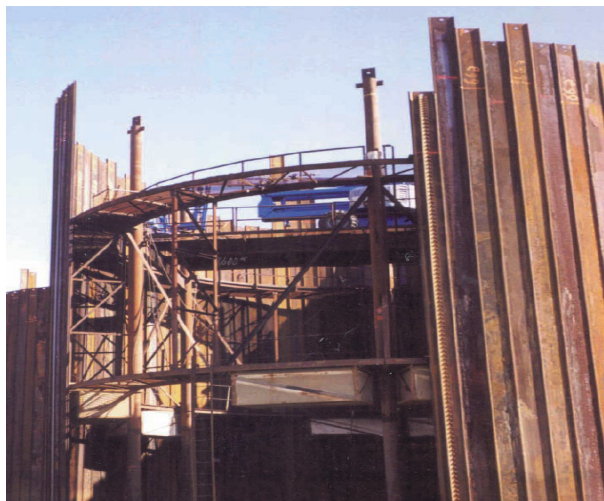
Nota: Estos valores se aplican a los perfiles Z y son conservadores para secciones U y para secciones  $\Omega$  conformadas en frío. Es posible un aumento de  $\rho_p$  (por ejemplo si las juntas están soldadas), pero en ese caso, es necesaria una investigación adicional.

**6.3.9. Secciones planas****Particularidades y usos de las tablestacas de sección plana**

Las secciones planas son un caso especial de tablestacas que trabajan a tracción y no a flexión, y se utilizan para la formación de ataguías celulares. La geometría y las dimensiones comunes se pueden ver en la figura 92:

**Figura 92:** Dimensiones comunes de perfiles planos

Este tipo de tablestacados forman estructuras de gravedad auto estables, construidas usando tablestacas de alma recta para crear varias formas. Las tablestacas se engarzan y se hincan de manera que formen células cerradas que se rellenan con material no cohesivo. Para lograr la continuidad del tablestacado, las células circulares están conectadas entre ellas usando tablestacas de unión y arcos cortos como se muestra en las figuras 93 y 95.



*Figura 93:* Ataguía celular formada con perfiles planos

A condición de que el material sobre el cual deben ser colocadas sea sólido, solamente requieren una penetración nominal para ser estables. La hinca del tablestacado ayudará a la resistencia de cualquier carga lateral que ocurra durante la fase de construcción, el período vulnerable antes del relleno que es cuando la célula ya es estable.

Las estructuras de ataguías celulares se utilizan para retener alturas considerables de agua o de relleno colocado a posteriori. Son usadas generalmente como ataguías para la formación de diques, o para formar los muros y los rompeolas de un muelle. La sección recta de la tablestaca y particularmente las juntas se han diseñado para resistir la tracción circunferencial que se desarrolla en las células debido a la presión radial del relleno y para proveer con la suficiente desviación angular para permitir la formación de células de un diámetro práctico.

En la construcción celular no se desarrollan momentos flectores en las tablestacas, lo que permite que el acero se disponga de manera que se desarrolle la resistencia máxima a tracción en el perfil. Las secciones tienen por lo tanto una resistencia a flexión muy pequeña y no son convenientes para la construcción normal de tablestacados rectos. No se necesitan para este tipo de tablestacados ni vigas de reparto ni anclajes.

### **Comprobación de tablestacas de sección plana**

El efecto de las acciones para la verificación de resistencia de tablestacas planas en las estructuras celulares debe determinarse mediante un modelo de acuerdo con la Norma EN 1997-1 [22] que describa el comportamiento del tablestacado en los estados límite últimos y que aplique los factores parciales correspondientes al relleno y a las acciones. En cuanto al valor de los empujes de tierras, en la parte 5 de EC3 [14] se indica que la presión interna resultante o transmitida por el relleno debe ser determinada utilizando un valor que no sea inferior al valor en reposo de la presión del terreno.

La resistencia a la tracción  $F_{ts,Rd}$  de tablestacas metálicas planas sencillas, (distintas de las de unión, explicadas en los siguientes subapartados) debe tomarse como el valor menor entre la resistencia de la junta y la resistencia del alma, utilizando:

$$F_{ts,Rd} = \beta_R \cdot R_{k,s} / \gamma_{M0} \leq t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad (6.40)$$

Donde:

$f_y$  es el límite elástico.

$R_{k,s}$  es la resistencia característica de junta, que depende de su sección transversal y de la calidad del acero elegido, y que se determina mediante ensayo según [83] y [14].

$t_w$  es el espesor de alma. Se usará el menor en el caso de perfiles de espesores diferentes.

$\beta_R$  es el factor de reducción de la resistencia de junta. La magnitud de este factor depende del método y de las hipótesis de cálculo, del método de instalación y de la función de la estructura. Se recomiendan valores entre 0,8 [14] y 0,5 [9].

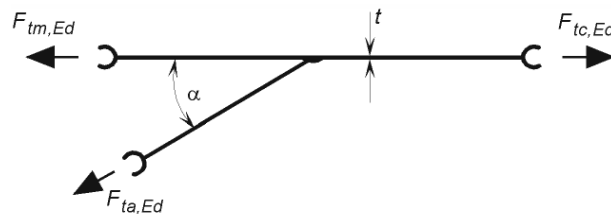
Conociendo la resistencia a tracción, deben verificarse las secciones de las tablestacas planas de manera que:

$$F_{t,Ed} \leq F_{ts,Rd} \quad (6.41)$$

Siendo  $F_{ts,Rd}$  el valor de proyecto para la resistencia a tracción conforme a la expresión (6.40) usando el de menor resistencia si existen perfiles de diferentes tamaños en la célula y  $F_{t,Ed}$  el valor de proyecto para la fuerza de tracción circunferencial.

### Comprobación de tablestacas de unión soldadas

El diseño de las tablestacas de unión (ver figura 94) deben tenerse en cuenta las tracciones circunferenciales y también las tensiones debidas a la flexión de placa.



**Figura 94:** Tablestaca soldada de unión

En tablestacas de unión soldadas, cuando la soldadura se lleva a cabo conforme al procedimiento dado en la Norma Europea EN 12063 [84], la tablestaca se puede verificar utilizando:

$$F_{tc,Ed} \leq \beta_T \cdot F_{ts,Rd} \quad (6.42)$$

Donde:

$F_{ts,Rd}$  es el valor de proyecto para la resistencia de tracción nominal conforme a la expresión (6.40).

$F_{tc,Ed}$  es el valor de proyecto para la tensión de tracción en la celda principal, según:

$$F_{tc,Ed} = p_{m,Ed} \cdot r_m \quad (6.43)$$

Con:

$p_{m,Ed}$  valor de proyecto de la presión interna de la celda principal en el plano de gobierno horizontal debido a la presión de agua y a la presión en reposo del relleno.

$r_m$  radio de la celda principal, según la figura 95.

$\beta_T$  es un factor de reducción que tiene en cuenta el comportamiento de la tablestaca soldada de unión en los estados límite últimos y se calcula de la siguiente fórmula:

$$\beta_T = 0,9 \cdot (1,3 - 0,8 \cdot r_a / r_m) \cdot (1 - 0,3 \cdot \tan \varphi_d) \quad (6.44)$$

en la que  $r_a$  y  $r_m$  son los radios del arco de conexión y de la celda principal conforme a la figura 95 y  $\varphi_d$  es el valor de proyecto para el ángulo de rozamiento interno del material de relleno. El factor  $\beta_T$  tiene en cuenta la capacidad de rotación de la tablestaca de unión así como la demanda de rotación (hasta 20°) conforme a un modelo que contemple el comportamiento de la ataguía en estados límite últimos.

La expresión (6.44), aunque desarrollada para ataguías celulares con arcos de conexión alineados, como se muestra en la figura 95, proporciona según [14] resultados aceptables para configuraciones alternativas. Cuando se requieran valores más adecuados, estos valores se pueden determinar bien mediante experiencia comparable o mediante ensayos en combinación con un modelo de proyecto adecuado conforme a lo explicado en el subapartado anterior sobre comprobación de tablestacas de sección plana.

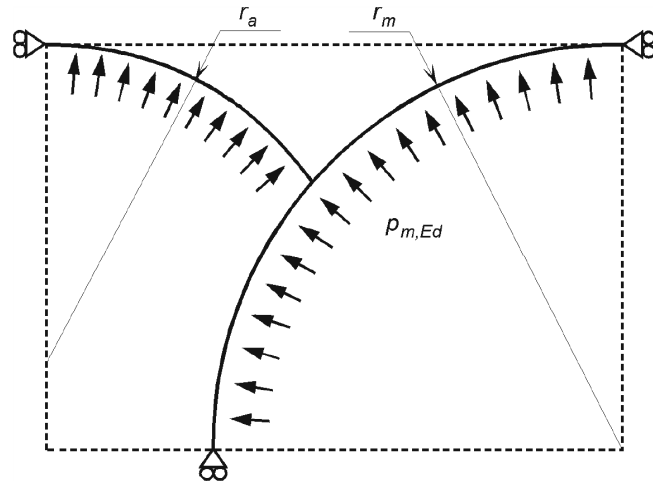


Figura 95: Geometría de celda circular y arco de conexión alineados

### Comprobación de tablestacas de unión atornilladas

En el caso de existir una tablestaca de unión de  $90^\circ$ , se puede utilizar una conexión en T atornillada como se muestra en la figura 96:

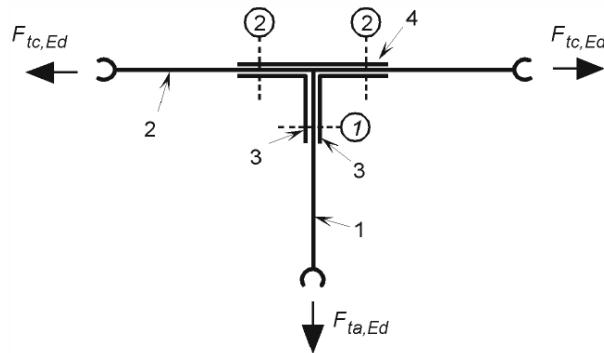


Figura 96: Tablestaca de unión en T atornillada con placa de respaldo

Según la nomenclatura de la figura 96, la verificación de la tablestaca de unión en T se puede llevar a cabo utilizando el siguiente procedimiento:

- Verificación de la resistencia a tracción y a cortante de los tornillos y del espaciado entre ellos (fila 1) conforme a 3.6 y 3.5 respectivamente, de la Norma Europea EN 1993-1-8 [82], suponiendo que la fuerza de tracción  $F_{tc,Ed}$  se distribuye uniformemente.
- Verificación de la sección transversal neta del alma 1 y de los tramos adyacentes de los ángulos 3 conforme a las requerimientos dados en 6.2.5 de la misma Norma.
- Verificación de los tornillos (fila 2), conforme a 3.11 de la Norma Europea EN 1993-1-8 [82] sobre su resistencia a tracción, utilizando un modelo de adaptador en T conforme a 6.2.4 (modo 3) de la misma Norma.

- Verificación de la placa de respaldo 4 y de los tramos adyacentes de los ángulos 3 conforme a los requerimientos dados en 6.2.4 (modo 1 y modo 2) de la Norma Europea EN 1993-1-8 [82]. Para permitir el uso de los modos de fallo de proyecto dados en dicha Norma, el alma de la tablestaca 2 debe tomarse como el ala del adaptador en T equivalente para los modos 1 y 2.
- Verificación en el alma de la tablestaca 2 de la fuerza de tracción  $F_{t,Ed}$  frente a la deformación plástica de la sección transversal neta.

## 6.4. Diseño plástico

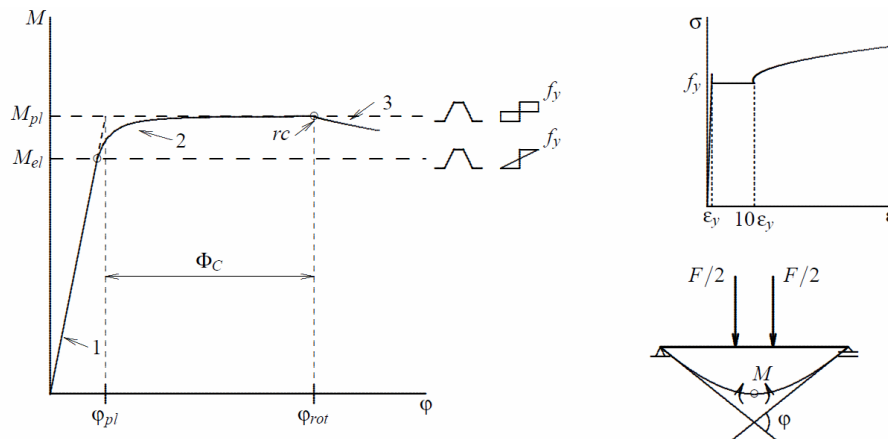
Las reglas estructurales de clasificación  $b_f/t_f \leq \varepsilon$  expuestas en el apartado 6.3.3 están enfocadas hacia la verificación del comportamiento de las tablestacas de acero con respecto a la estabilidad geométrica del ala comprimida. Cuando se satisfacen las relaciones de la tabla 30 para la clase 1, se asume una capacidad de rotación de la tablestaca, que ha de ser verificada. Para el proyecto de investigación de la ECSC “Desarrollo de reglas europeas unificadas de diseño para tablestacas e introducción en la parte 5 de Eurocódigo 3” [4] se realizó una elaborada investigación de la resistencia estructural de las tablestacas metálicas, particularmente con respecto a capacidad de la rotación. Las partes importantes de esta investigación formaron la base de la tesis del Hartmann-Linden [5] referente a la resistencia estructural de las tablestacas metálicas y se incluyeron en la parte 5 de EC3. A continuación se da un breve repaso de comportamiento plástico de una sección, así como las verificaciones a efectuar en lo referente a la capacidad de rotación de la sección y la rotación requerida en el tablestacado.

### 6.4.1. Comportamiento plástico de una tablestaca

La generación de una rótula plástica una tablestaca metálica a flexión puede ser explicada usando un test de flexión de cuatro puntos, donde se carga una tablestaca metálica simplemente apoyada aplicando dos fuerzas concentradas las cuales aumentan progresivamente, cada una de valor  $F/2$  como se muestra en la figura 97. Se asume que el acero se comportará de acuerdo con el diagrama  $\sigma-\varepsilon$  de una probeta ensayada a tracción, como se muestra en la figura, que es el acero que se usa encuentra típicamente para las tablestacas laminadas en caliente. La relación es primero lineal hasta que se alcanza el límite elástico aparente. Seguidamente la tensión cae de manera abrupta hasta el límite elástico convencional,  $f_y$ , y tras sobrepasar el escalón de cedencia donde la deformación aumenta a tensión constante, se produce un endurecimiento por deformación del material, aumentando otra vez la tensión. En el inicio del endurecimiento por deformación, la deformación es del orden de  $10\varepsilon_y$ , donde  $\varepsilon_y$  es la deformación en el inicio de la plastificación.

Además, se asume que la sección representativa no es distorsionada por las deformaciones de la tablestaca y que las deformaciones debidas al cortante son

despreciables en comparación a las debidas a la flexión, hasta la disminución de la resistencia a flector, que empieza en el punto  $r$ .



**Figura 97:** Resistencia de la tablestaca en un ensayo a flexión

Para este test de flexión, se observa una curva típica momento-rotación ( $M-\phi$ ) que se puede dividir en 3 ramas:

Rama 1. Cuando la viga se carga gradualmente con la carga  $F$ , se comportará elásticamente hasta que se alcance el límite elástico  $f_y$  en la fibra exterior de la sección en el centro de vano. Se alcanza el momento último elástico  $M_{el} = W_{el} f_y$

Rama 2. La carga se aumenta: entre las cargas puntuales, las fibras cada vez más cercanas al eje neutro comienzan a plastificar a ambos lados de la sección hasta que finalmente se obtiene una sección totalmente plastificada. De esta manera se obtiene una zona plástica que tiene la capacidad de girar como una rótula. Desde el inicio de la plastificación, la rotación aumentará rápidamente y la sección totalmente plástica será obtenida cuando haya ocurrido una rotación plástica significativa. La cantidad de rotación plástica depende de la distancia entre las cargas y aumenta para distancias más grandes. El inicio del endurecimiento por deformación se encuentra normalmente para un valor de flector de más del 99% de la resistencia plástica a flexión,  $M_{pl} = W_{pl} f_y$ , que se alcanza generalmente para una cantidad significativa de rotación plástica.

3. Debido a la carga y a la deformación cada vez mayores, la fuerza en el ala comprimida aumentará hasta un nivel que haga que el ala se deforme fuera de su plano y se abolle. La altura neta de la sección transversal disminuirá y por lo tanto el momento resistente también disminuirá.

En la curva momento-rotación en la figura 97, se demuestra que la tablestaca puede experimentar cierta rotación irreversible, antes de que la resistencia frente al momento disminuya. Esta rotación irreversible se define como la capacidad de rotación de la tablestaca, y es denominada como  $\Phi_{Cr}$

La capacidad de rotación es determinada por la rotación en el inicio de la rama de abolladura,  $r$ , y es diferente para cada perfil de tablestaca.



### 6.4.2. Capacidad de rotación de la sección

Tal y como se ha visto en el punto 6.3.3, las secciones se clasifican mediante la relación  $b_f/t_f \varepsilon$  de la tabla 30, siendo las de clase 1 las que permiten el giro en las rótulas plásticas, aunque se ha de hacer una distinción entre los perfiles U y Z en el momento de determinar su momento plástico y su capacidad de rotación. La junta de un perfil Z tiene un efecto rigidizador sobre la resistencia a pandeo del ala en compresión, lo que lleva a una resistencia más alta a flexión. Las secciones U, por otra parte, tienen una capacidad más alta de rotación que las Z para una relación de esbeltez baja, porque la junta rigidiza en este caso el alma, favoreciendo la capacidad de rotación.

Las relaciones  $b_f/t_f \varepsilon$  se refieren a un valor de momento máximo  $M_{max} = M_{pl} = W_{pl} f_y$  aunque en base al comportamiento  $M-\varphi$  observado en los tests y a cálculos por elementos finitos, Hartmann-Linden en su trabajo [5] llegó a la conclusión que la capacidad de rotación efectiva se puede aumentar reduciendo el momento máximo hasta el 85% del plástico, obteniendo la clasificación que se mostró en la tabla 31. En base a este mismo trabajo se pudo confeccionar la figura 97 para la comprobación de la rotación requerida. Por lo tanto, se puede llevar a cabo un diseño plástico con redistribución de momento utilizando secciones transversales de clase 1 o clase 2, siempre que se pueda demostrar que:

$$\phi_{Cd} \geq \phi_{Ed} \quad (6.45)$$

Donde:

$\phi_{Cd}$  es el valor de proyecto para el ángulo de rotación plástica proporcionado por la sección transversal de la tablestaca, según los gráficos de la figura 98 y con el comportamiento  $M-\varphi$  mostrado en la figura 97.

$\phi_{Ed}$  es el valor de proyecto para el máximo del ángulo de rotación que se produce en el tablestacado.

En la figura 98 se dan algunos ángulos de rotación plástica  $\phi_{Cd}$  para distintos niveles de  $M_{pl,Rd}$  dependiendo de las proporciones  $b_f/t_f \varepsilon$  de la sección transversal. Estos diagramas están basados en el resultado de los ensayos de flexión comentados según la figura 97.

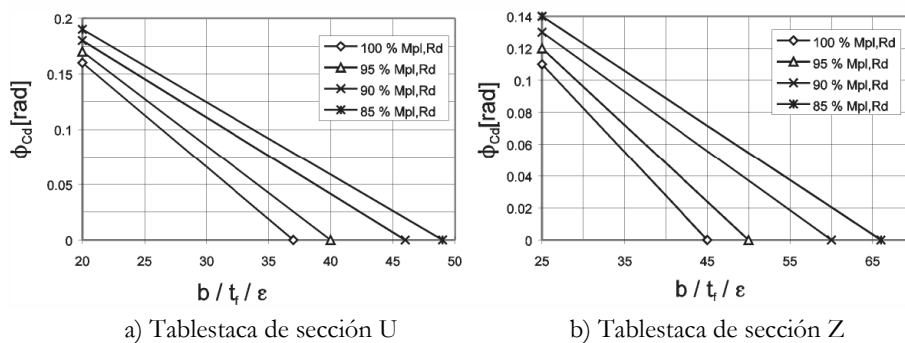


Figura 98. Ángulo de rotación plástica  $\phi_{Cd}$  para distintos niveles de  $M_{pl,Rd}$

### 6.4.3. Capacidad de rotación requerida en el tablestacado

El valor de proyecto del ángulo de rotación nominal  $\phi_{Ed}$  se puede determinar utilizando uno de los siguientes procedimientos:

- a) Para los modelos de rótula plástica:

$\phi_{Ed}$  es el máximo ángulo de rotación en cualquier rótula plástica.

- b) Alternativamente para los modelos de rótula plástica y para los modelos de zona plástica:

$$\phi_{Ed} = \phi_{rot,Ed} - \phi_{pl,Ed} \quad (6.46)$$

Donde:

$\phi_{rot,Ed}$  es el valor de proyecto para ángulo en el estado límite último, medido en los puntos de momento cero como se muestra en la figura 99.

$\phi_{pl,Ed}$  es el valor de proyecto para el ángulo de rotación elástica, determinado para la resistencia a momento plástico  $M_{pl}$ .

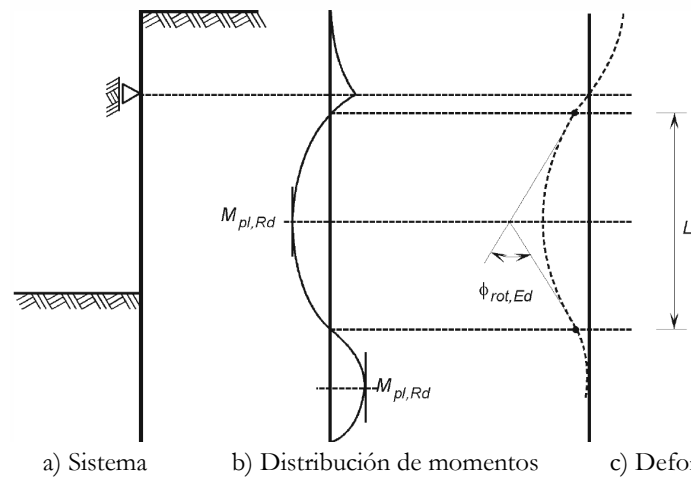


Figura 99: Ejemplo de la determinación del ángulo total de rotación  $\phi_{rot,Ed}$

Como método simplificado  $\phi_{pl,Ed}$  se puede determinar de la siguiente forma:

$$\phi_{pl,Ed} = \frac{2 M_{pl,Rd} \cdot L}{3 \beta_D \cdot EI} \quad (6.47)$$

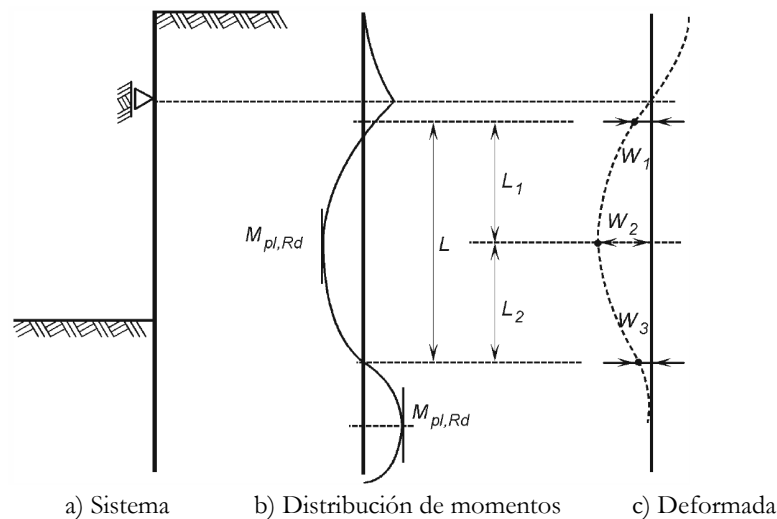
Donde:

$L$  es la distancia entre los puntos de momento cero en el estado límite último, según la figura 99.

$EI$  es la rigidez elástica a flexión de la tablestaca.

$\beta_D$  es un factor reductor por falta de resistencia al cortante en las juntas, definido en el apartado 6.5.3.

- c) Para modelos de zona o rótula plástica, usando rotaciones determinadas mediante cálculo de desplazamientos del tablestacado como se muestra en la figura 100:



**Figura 100.** Notación para la determinación de  $\phi_{rot,Ed}$  mediante desplazamientos

Se ha de verificar:

$$\phi_{Ed} = \phi_{rot,Ed} - \phi_{pl,Ed} \quad (6.48)$$

Con:

$$\phi_{rot,Ed} = \frac{w_2 - w_1}{L_1} + \frac{w_2 - w_3}{L_2} \quad (6.49)$$

$$\phi_{pl,Ed} = \frac{5}{12} \frac{M_{pl,Rd} \cdot L}{\beta_D \cdot EI} \quad (6.50)$$

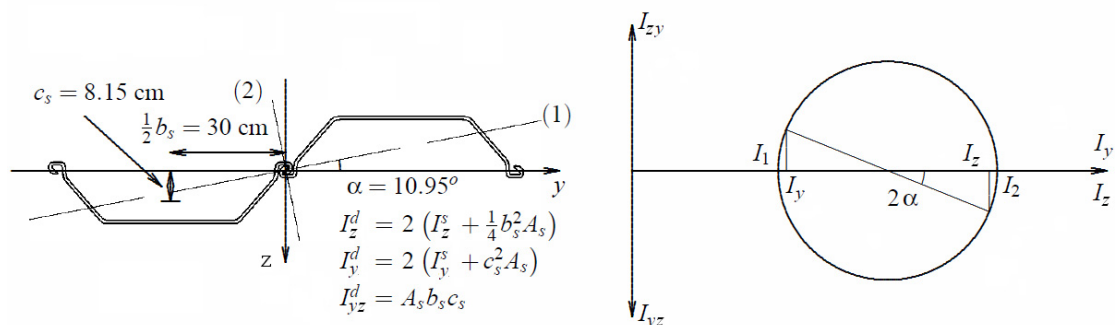
- d) Si el programa de cálculo utilizado en el proyecto permite la descarga de la tablestaca después del proceso de cálculo con el fin de obtener la deformación plástica, entonces  $\phi_{Ed}$  se puede determinar de esta forma y la determinación de la deformación plástica remanente es directa.

## 6.5. Flexión esviada y reducción de inercia en secciones U

### 6.5.1. Teoría de la flexión esviada y la reducción de inercia

#### Flexión esviada

La flexión esviada es relevante para las tablestacas de sección U cuando se hincan en pares con una junta central prensada que evita el deslizamiento, formando las llamadas tablestacas doble U. Para ilustrar la causa de la flexión esviada, se muestra en la figura 101 la sección transversal de una tablestaca doble del tipo PU 8. Los ejes (1) y (2) son los ejes principales de inercia, los cuales están inclinados con un ángulo  $\alpha = 10.95^\circ$ . Los índices  $s$  y  $d$  denotan tablestacas simples y dobles.



**Figura 101:** Rotación de los ejes principales en tablestacas doble U

En la tabla 37 se muestra una comparación de las características mecánicas de los perfiles PU 8 simples o considerando la sección doble. Nótese que para poder considerar las propiedades de la sección doble se debe asegurar la fijación de la junta interior.

**Tabla 37:** Características mecánicas de perfiles PU 8 simples y dobles

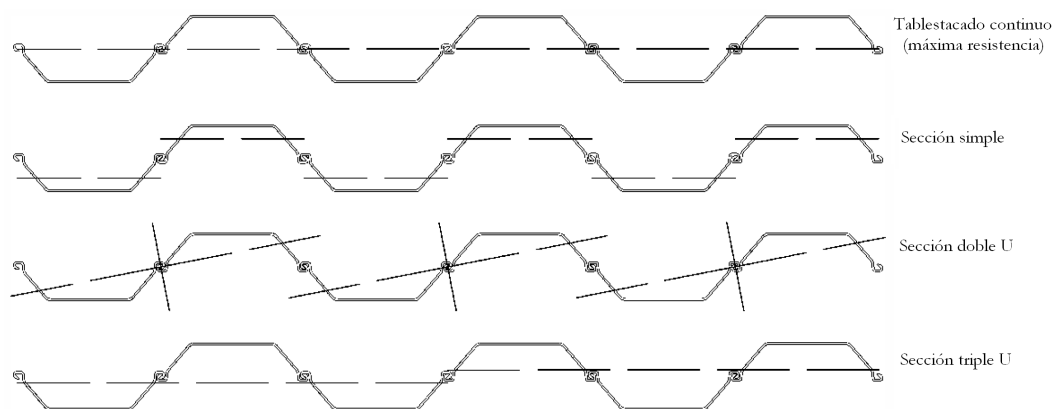
PU 8	b (cm)	h (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>yz</sub> (cm <sup>4</sup> )	$\alpha$ (°)
Simple	60	14	69,5	2360	29000	---	---
Doble	120	28	139	13953	183100	-33986	10,95

En la teoría de cálculo de secciones, el eje neutro se define como el eje con la deformación axial cero y es el eje sobre el cual la tablestaca flexa. Cuando la carga resultante en la tablestaca es perpendicular al plano del tablestacado (en la dirección  $z$ ) y ausente en la dirección paralela a éste (dirección  $y$ ), el eje neutro coincide con el eje principal de inercia (1). Como la dirección de la deformación es perpendicular al eje neutro, se obtiene que una carga lateral genera en este caso una deformación lateral ( $z$ ) pero también transversal ( $y$ ). Por otro lado y más importante, debido a la rotación de los ejes principales, la altura efectiva del perfil doble U se reduce, es decir, se obtiene una pérdida de resistencia y de rigidez del tablestacado al reducirse la inercia y el módulo resistente.

Esto afecta al diseño, ya que tradicionalmente para los tablestacados de acero, el momento de inercia y el módulo de la sección se proporcionan para un metro de pared continua y por lo tanto están relacionados con el eje neutro que se considera que coincide con el eje  $y$ . En la figura 101 este momento de inercia es el  $I_y$ .

## Reducción de inercia

Además de la flexión esviada, el desplazamiento en las juntas provoca la reducción de las características mecánicas del tablestacado para los formados por perfiles U. La transmisión del cortante longitudinal en las juntas puede no ser siempre suficiente para asumir la resistencia máxima de la sección transversal continua. En casos extremos, si la capacidad de transmisión en las juntas es nula, los tablestacados de perfiles U simples, dobles o triples se comportan como se muestra en la figura 102:



**Figura 102.** Ejes de inercia para diferentes sistemas de secciones U

Una comparación de las propiedades mecánicas de las secciones se puede ver en la tabla 38 donde se muestra el porcentaje de módulo resistente e inercia en el eje  $y$  para cada configuración considerando una capacidad de transmisión nula en las juntas no prensadas:

**Tabla 38:** Propiedades mecánicas del tablestacado continuo, simple, doble U o triple U

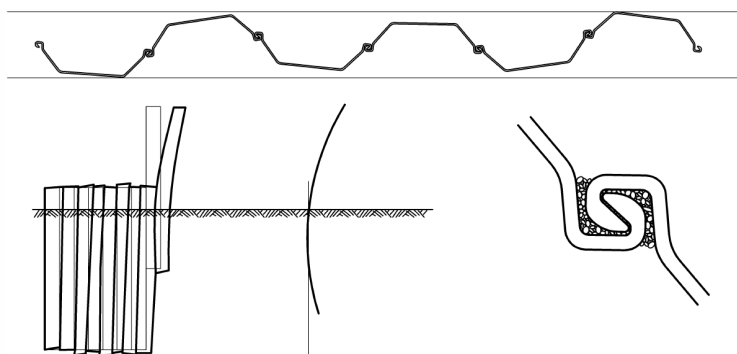
Tipo de sección	Continua	Simple	Doble U	Triple U
$I_x$	100%	30%	50%	90%
$W_x$	100%	50%	60%	80%

Por lo tanto, si el diseño del muro de tablestacas se ha basado en las características estructurales del tablestacado continuo, si no se asegura la fijación en las juntas se reduce la inercia  $I_y$  y el comportamiento estructural de la pared de tablestacas está por lo tanto sobrestimado, quedando del lado de la inseguridad, tanto en resistencia de las secciones con el consiguiente peligro de fallo estructural, como en deformación del tablestacado con aumento de los asentamientos superficiales, críticos en excavaciones en suelo urbano. Esta sobrestimación, sin embargo, también está determinada en la práctica con otros factores, no sólo los geométricos.

## Factores que limitan la flexión esviada y la reducción de inercia

En primer lugar, se debe tener en cuenta que en un tablestacado compuesto de una serie de secciones U engarzadas entre ellas e hincadas en el suelo, la reducción de inercia y la flexión esviada pueden ocurrir solamente cuando los perfiles pueden deslizarse longitudinalmente a lo largo de las juntas no prensadas.

Las tablestacas, sin embargo, no están instaladas siempre perfectamente verticales, véase la figura 103: la rotación en las juntas, las tolerancias geométricas de la sección transversal, o las tablestacas ligeramente dobladas, implican que se puedan generar grandes fuerzas de contacto entre las juntas de las tablestacas individuales, presentando entonces una alta resistencia al deslizamiento vertical. Además, otras desviaciones por una hinca imperfecta, la intrusión de arena en las juntas durante la instalación, y los detalles estructurales de los anclajes, puntales y vigas de reparto, pueden llevar a un aumento significativo de la resistencia contra deslizamiento en la junta.



**Figura 103:** Geometría de los perfiles U hincados en la práctica

Cuando se impide el deslizamiento en las juntas, también se impide la flexión esviada y aumenta la resistencia estructural de las secciones doble U. La resistencia del suelo a la deformación transversal puede también permitir un aumento de la resistencia estructural.

Como las tablestacas nunca se pueden instalar perfectamente verticales, la cantidad de pérdida de resistencia estructural no es tan drástica como se extrae solamente de la consideración geométrica. Por lo tanto, cuando los tablestacados formados por secciones doble U se diseñan con las características tradicionalmente proporcionadas  $W$  e  $I$ , la rigidez a flexión y el módulo de la sección eficaces pueden ser sobrestimados. Esto llevará a una deformación real del tablestacado mayor que la prevista en el diseño y a una resistencia estructural real menor que la esperada, y por lo tanto a una estructura que sea menos segura.

Después de esta introducción a la flexión esviada y a la reducción de inercia en perfiles U, se proporciona en los siguientes puntos una recopilación de las directrices para tener en cuenta la flexión esviada y la reducción de inercia, pudiéndose utilizar en combinación con modelos de cálculo en deformación plana. Se sigue el acercamiento propuesto al problema por el Eurocódigo 3-5 [14] y las reglas de diseño dadas por el Centro de Investigación y Códigos para la Ingeniería Civil del Ministerio de Obras Públicas, Transporte y Aguas de Holanda (CUR) en su publicación 166 sobre estructuras de tablestacas [85] que tiene en cuenta un módulo resistente y un momento de inercia efectivos reducidos por unos factores  $\beta_B$  y  $\beta_D$  respectivamente, determinados por unas variables en función de diferentes factores geométricos y prácticos, como se verá en los puntos 6.5.3 y 7.2.

### 6.5.2. Factores que influyen en la flexión esviada y la reducción de inercia

Como se ha explicado en el anterior punto, la flexión esviada y la reducción de inercia se producen cuando existe desplazamiento vertical relativo en las juntas no prensadas en secciones doble U. El grado de transmisión del cortante en las juntas de las tablestacas en U se ve fuertemente influenciado por:

- el tipo de terreno en el que se han hincado las tablestacas.
- el tipo de elemento instalado.
- el número de niveles de soporte y su forma de fijación en el plano de la pared.
- el método de instalación.
- el tratamiento de las juntas colocados en obra (lubricadas o parcialmente fijadas mediante soldadura, una viga de coronación, etc.).
- la altura en voladizo de la pared (por ejemplo, si el voladizo es sustancial por encima de la viga de reparto más alta o por debajo de la viga de reparto más baja).

En EC3-5 [14] se indica que los valores numéricos de los factores de reducción  $\beta_B$  y  $\beta_D$  utilizados en la propia Norma para el cálculo de los momentos resistentes y la rigidez a flexión respectivamente, pueden darse en el Anexo Nacional basándose en la experiencia de proyectos locales. No hay muchos países que tengan en cuenta la flexión esviada o la reducción de inercia en el cálculo de tablestacados, y los que lo hacen se basan en el procedimiento de diseño holandés CUR 166 [85] que por el momento es el único que da valores a estos coeficientes, considerados por algunos como conservadores. Kort en su trabajo sobre flexión esviada [6] propone unos valores alternativos para perfiles doble U, basados en variables adicionales, que aunque finalmente no se introdujeron en la versión final de EC3-5, se consideran menos conservadores. Los valores de ambos trabajos se pueden consultar en el punto 6.5.3.

En cuanto a los factores que pueden tener influencia en la práctica sobre la flexión esviada y la reducción de inercia, los más significativos son:

#### Resistencia al esfuerzo cortante del suelo contra la tablestaca

Cuando la tablestaca se deforma en la dirección transversal, debido a la forma dentada del tablestacado, el suelo retenido ha de moverse también en esa dirección. La resistencia al esfuerzo cortante del suelo puede obstaculizar entonces la flexión esviada. La arena y las arcillas duras ofrecen más resistencia que las arcillas blandas, las turbas o el agua.

#### Apoyos laterales

En primer lugar, como resultado de un apoyo lateral, el cortante en el tablestacado aumenta localmente, lo que puede llevar a un aumento de la tensión normal en las juntas y a un aumento local de la capacidad de fricción en ellas. En segundo lugar, debido a la colocación de un apoyo lateral, se disminuye la curvatura lateral y por lo tanto la curvatura transversal también. No es obvio que estas disminuciones sean proporcionales.

#### Apoyos transversales o vigas de atado

Los apoyos transversales tienen una influencia directa en la flexión esviada, al actuar de elementos de arriostramiento.

#### Partículas de suelo en las juntas

Cuando las tablestacas se hincan en el terreno y se engarzan a las secciones adyacentes, puede ser que se introduzcan partículas de suelo en el espacio libre entre las juntas. Los granos de arena dilatantes pueden tener un efecto más positivo sobre la capacidad de fricción de la junta que las partículas de arcilla no dilatantes y que el agua sin ningún tipo de suelo, que no tiene ninguna influencia significativa en la fricción en la junta.

#### Fijación local de las juntas durante la excavación

La fijación de las juntas durante la excavación mediante soldadura reduce la flexión transversal al prevenir el desplazamiento vertical relativo en las juntas.

#### Lubricación de las juntas

La lubricación de las juntas para el sellado o para disminuir la resistencia a la hinca puede reducir la capacidad de la fricción de las juntas.

#### Verticalidad de las tablestacas y secuencia de instalación

La resistencia longitudinal de las juntas puede verse influenciada por las desviaciones durante la instalación. El método de “pitch and drive” puede llevar a mayores desviaciones que el método por paneles, como se explica en el punto 2.4.2. Tablestacas esbeltas que se deformen en el proceso de hinca o ya dobladas por ser reutilizadas pueden proporcionar más resistencia en las juntas, aunque también tienen más riesgo de desengarce.

### **6.5.3. Factores de reducción para la flexión esviada y la reducción de inercia**

En CUR 166 [85] se dan las reglas de diseño basadas en parte en la experiencia local con tablestacas de sección U en los Países Bajos y en parte en consideraciones de cálculo. Las variables que se tienen en cuenta para la determinación de los factores  $\beta_B$  y  $\beta_D$  de reducción son:

- Tipo de suelo en el que se hincan las tablestacas.
- Lubricación de las juntas no prensadas.
- Número de anclajes o puntales (donde se incrementa localmente la fuerza cortante en las juntas)
- Fijación local de las juntas no prensadas o existencia de una viga de atado.
- Método de instalación.

Los valores a utilizar para los factores  $\beta_B$  y  $\beta_D$  de reducción según CUR 166 se pueden consultar en la tabla 39:



Tabla 39. Factores de reducción  $\beta_B$  y  $\beta_D$  según CUR 166 [85]

Tipo de sección U	Número de apoyos	Fijación de la junta	Tipo de terreno		Factores de reducción	
			Bajo el fondo	Sobre el fondo	$\beta_D$	$\beta_B$
Simple	Irrelevante	Irrelevante	Cualquiera	Cualquiera	0,35	0,60
Doble	0	No	Arenoso	Arenoso	0,70	0,80
			No arenoso	Arenoso	0,60	0,70
			No arenoso	No arenoso	0,60	0,70
		Si	Arenoso	Arenoso	0,80	0,90
			No arenoso	Arenoso	0,70	0,80
			No arenoso	No arenoso	0,60	0,70
	1	No	Arenoso	Arenoso	0,80	0,90
			No arenoso	Arenoso	0,70	0,80
			No arenoso	No arenoso	0,70	0,80
		Si	Arenoso	Arenoso	0,90	1,00
			No arenoso	Arenoso	0,80	0,90
			No arenoso	No arenoso	0,70	0,80
	$\geq 2$	No	Arenoso	Arenoso	0,90	1,00
			No arenoso	Arenoso	0,80	0,90
			No arenoso	No arenoso	0,80	0,90
Si		Arenoso	Arenoso	1,00	1,00	
		No arenoso	Arenoso	1,00	1,00	
		No arenoso	No arenoso	0,80	0,90	
Triple	Irrelevante	Irrelevante	Cualquiera	Cualquiera	1,00	1,00
Cuádruple	Irrelevante	Irrelevante	Cualquiera	Cualquiera	1,00	1,00

- Apoyos son los anclajes, puntales u otro arriostamiento lateral. Las condiciones de soporte fijo en el pie no se consideran un apoyo.
- La Fijación de la junta se refiere sólo a tratamientos adicionales tras la hinca.
- Arenoso incluye arenas, limos y suelos no saturados pero no rellenos arenosos.
- No arenoso incluye arcillas saturadas, gravas, turbas, agua y rellenos arenosos.
- Bajo el fondo es desde el punto de momento cero hasta el pie de la tablestaca, siempre bajo el nivel de excavación.
- Sobre el fondo es por encima del punto anterior.
- Para secciones esbeltas ( $h/2b < 0,2$ )  $\beta_B$  y  $\beta_D$  se reducen en 0,10 en el caso de terreno Arenoso y en 0,05 en el caso de No arenoso como se definen más arriba.
- Si el terreno es Arenoso sobre el nivel freático,  $\beta_B$  y  $\beta_D$  se pueden aumentar en 0,10.
- Entre dos puntos de fijación de las juntas no prensadas,  $\beta_B$  y  $\beta_D = 0,85$ . Para el tramo entre un punto de fijación de las juntas no prensadas y el extremo de la tablestaca, aplica lo expuesto para la Fijación de la junta.
- $\beta_B$  y  $\beta_D \leq 1$

En EC3-5 [14] se dan las directrices para la reducción de las propiedades del tablestacado  $W_{eb}$ ,  $W_{pl}$  y  $EI$  según las ecuaciones:

$$(EI)_{eff} = \beta_D \cdot (EI) \quad (6.51)$$

$$M_{c,Rd} = \beta_B \cdot M_{Rd} \quad (6.52)$$

Sin embargo, como se ha explicado anteriormente, se remite al Anexo Nacional para los valores a utilizar. Kort retoma la filosofía de la parte 5 de EC3 y propone en su trabajo [6] unos valores para los perfiles doble U basados en las variables tanto geométricas como de instalación o de condiciones de contorno. A continuación se explica su método, que arroja valores menos conservadores que los del CUR, y teniendo en cuenta que es a título informativo ya que no se incluyeron en la versión final del Eurocódigo 3-5 y por lo tanto no se consideran valores normativos.

Para tablestacados formados con secciones tipo Z los valores a utilizar para los factores de reducción a son  $\beta_B = \beta_D = 1,00$  por lo que no hay reducción.

Para secciones U los factores son  $\beta_B$  y  $\beta_D \leq 1$  y se determinan según las fórmulas:

$$\beta_B = \beta_{B,0} + \sum_{i=1}^3 \Delta\beta_{B,i} + \max(\Delta\beta_{B,A}; \Delta\beta_{B,B}; \Delta\beta_{B,C}) \leq 1,00 \quad (6.53)$$

$$\beta_D = \beta_{D,0} + \sum_{i=1}^6 \Delta\beta_{D,i} + \max(\Delta\beta_{D,A}; \Delta\beta_{D,B}; \Delta\beta_{D,C}) \leq 1,00 \quad (6.54)$$

Los valores propios  $\beta_{B,0}$  y  $\beta_{D,0}$  se determinan mediante las propiedades de la sección transversal con las ecuaciones siguientes:

$$\beta_{B,0} = \frac{I_y \cdot I_z - I_{yz}^2}{-I_{yz} \cdot x + I_z \cdot y} \cdot \frac{h}{2 \cdot I_y} \quad (6.55)$$

$$\beta_{D,0} = 1 - \frac{I_{yz}^2}{I_y \cdot I_z} \quad (6.56)$$

Donde los ejes de inercia son los del convenio de tablestacas y se pueden consultar en la figura 101. El factor de reducción de la resistencia  $\beta_{B,0}$  corresponde al valor mínimo en cualquier posición ( $y, z$ ) de la sección transversal y el factor de reducción de la rigidez a flexión  $\beta_{D,0}$  será como mínimo de 0,60 para muros en voladizo y de 0,55 en muros arriostrados. Las influencias que pueden aumentar  $\beta_B$  y  $\beta_D$  se toman en consideración mediante los incrementos  $\Delta\beta_{B,i}$  y  $\Delta\beta_{D,i}$  calculados según los diferentes factores que se muestran en la tabla 40 que dependen del tipo de suelo, las condiciones de apoyo o los tratamientos de las juntas. Los incrementos en las filas 1 a 3 se añaden a  $\beta_{B,0}$  y  $\beta_{D,0}$  mientras se debe elegir únicamente el mayor de las filas A a C, ya que éstas se refieren a la fricción en las juntas.

Tabla 40. Factores de reducción  $\beta_B$  y  $\beta_D$  para tablestacas doble U según Kort [6]

Fila	Efecto	Criterio	Incrementos de los factores	
			$\Delta\beta_{D,i}$	$\Delta\beta_{B,i}$
Las influencias 1 a 3 pueden ser sumadas				
1	Resistencia del suelo a cortante (por flexión transversal)	Suelo cohesivo o sin cohesión	0,05	0,10
		Agua o relleno	0,00	0,00
2	Apoyos transversales en el caso de ningún apoyo lateral (instalados antes de la excavación)	Sin apoyos	0,00	0,00
		Apoyo simple	0,10	0,05
		Soldado o con viga de atado	0,10	0,05
3	Apoyos transversales en el caso de 1 o más apoyos laterales (instalados antes de la excavación)	Sin apoyos	0,00	0,00
		Apoyo simple	0,00	0,00
		Soldado o con viga de atado	0,05	0,10
Se debe tomar el máximo valor de las influencia A a C				
A	Partículas de suelo en la junta	$q_c \geq 20 \text{ N/mm}^2$ o $Dr \geq 0,75$	0,05	0,05
		$q_c < 20 \text{ N/mm}^2$ , $Dr < 0,75$ o juntas lubricadas	0,00	0,00
B	Tratamiento de la junta	Lubricada	0,00	0,00
		Soldada durante la excavación	0,20	0,20
C	Hinca en el terreno	Con prensa o juntas lubricadas	0,00	0,00
		Otros métodos de hinca	0,10	0,15
<ul style="list-style-type: none"> <li>- En la fila A, <math>q_c</math> es la resistencia unitaria por punta del CPT y <math>Dr</math> es la densidad relativa del suelo. Cuando las tablestacas estén sólo parcialmente hincadas en este tipo de suelo, <math>\Delta\beta_{D,i}</math> y <math>\Delta\beta_{B,i}</math> se reducirán en proporción.</li> <li>- La fila C excluye técnicas de hinca orientadas a reducir la resistencia a la hinca, como el jetting, pre excavación u otros reductores de fricción.</li> </ul>				

#### 6.5.4. Discusión sobre la flexión esviada en la Normativa existente

Considerando la sección transversal de una tablestaca doble U, la flexión esviada no puede ser despreciada. La posible pérdida de rigidez y de resistencia de la tablestaca se pueden considerar mediante los factores de la reducción correspondientes.

En los Países Bajos, la regulación del CUR 166 se tacha a menudo de conservadora, lo que significa que los tablestacados son más costosos de lo necesario. Por una parte las Normas alemanas y británicas permiten unos factores  $\beta_B$  y  $\beta_D = 1,00$  para las tablestacas doble U, puede que demasiado optimistas. Estos valores se aplican incluso para tablestacas U simples en las Normas francesas y británicas. A pesar de la Norma holandesa, la flexión esviada apenas se ha observado en la práctica, sin embargo, la pérdida de rigidez para los tablestacados formados por secciones U simples ha sido divulgada por ejemplo por Hebert et al. [86] donde  $\beta_B = 0,36$  a  $0,42$  y  $\beta_D = 0,52$  a  $0,68$ , y Gigan [87] donde  $\beta_D \approx 0,60$ .

Las diversas regulaciones en los diferentes países, las diferencias mutuas entre las Normas y la experiencia en la mayoría de los países, y una carencia de pruebas científicas, han sido las razones principales por las que en EC3-5 se evita dar valores concretos y se limita a dar indicaciones.



## **7. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO**



## 7.1. Introducción

El análisis en Estado Límite de Servicio para un tablestacado se trata de manera muy concisa en la mayoría de los manuales o publicaciones que tratan de cálculo de este tipo de estructuras, como se puede comprobar en las Normas aplicables [14, 20, 40, 43] o en los manuales de cálculo comerciales [9, 23], sin embargo este tipo de análisis es de gran importancia siendo de hecho determinante en áreas urbanas donde la limitación de las deformaciones es vital.

Según la normativa existente, la comprobación que debe llevarse a cabo ha de incluir el análisis global basado en un modelo elástico lineal de la estructura, y en un modelo terreno-estructura, como se ha explicado en los capítulos anteriores, y se ha de comprobar que no se producen deformaciones plásticas en la estructura como resultado de la carga de servicio. Sin embargo, no se dan límites concretos para las deformaciones de los perfiles o para los asentamientos en superficie, remitiéndose a la bibliografía disponible para la estimación de dichos asentamientos. Como bibliografía de consulta sobre casos y correlaciones para deformaciones se pueden consultar las obras de Puller [79] o de Chang-Yu Ou [88].

En cuanto a los empujes de tierras de proyecto, para la comprobación de los estados límite de servicio de los elementos estructurales, se deben obtener utilizando los valores característicos de todos los parámetros del suelo. La valoración de los empujes de tierras de proyecto debe tener en cuenta las tensiones iniciales, la rigidez y resistencia del terreno y la rigidez de los elementos estructurales. Los empujes de tierras de proyecto se deben obtener teniendo en cuenta la deformación permisible de la estructura en su estado límite de servicio. Estos valores no serán necesariamente los valores límites, activo o pasivo.

Una relación de los pasos a seguir para la comprobación del Estado Límite de Servicio sería la siguiente [9]:

1. Determinación de los parámetros característicos del suelo, las presiones de agua, las combinaciones de carga y la geometría de diseño apropiados para el cálculo en ELS.
2. Para la profundidad de diseño, llevar a cabo los cálculos en ELS usando los métodos de equilibrio límite o de interacción suelo-estructura para determinar los efectos de las cargas sobre el tablestacado (momento flector, cortante y esfuerzos en los anclajes).
3. Cuando sea necesario, determinar las deformaciones del tablestacado bajo las cargas de servicio. En el caso de realizar un cálculo analítico, el problema de interacción suelo-estructura puede resolverse, al menos en primera aproximación, representando la estructura mediante elementos viga debidamente conectados y representando el terreno mediante muelles que tengan una respuesta carga-deformación similar a la esperada en el terreno. En el caso de utilizar MEF, las deformaciones se extraerán directamente del análisis, teniendo en cuenta el modelo utilizado.

4. Cuando sea necesario, determinar los movimientos del suelo en superficie y en el fondo de la excavación mediante correlaciones empíricas con datos históricos de casos comparables, consultando la bibliografía disponible. En el caso de utilizar MEF, las deformaciones del terreno se pueden extraer del cálculo, teniendo en cuenta la fuerte dependencia de las deformaciones respecto al tipo de modelo constitutivo utilizado para el terreno.
5. Respecto a los puntos 3 y 4, y dada la imprecisión que normalmente existirá en la determinación de los parámetros de deformabilidad, se deben hacer estudios de sensibilidad frente a la variación de ésta.
6. Cuando se considere necesario, tener en cuenta el posible efecto de las vibraciones en los asentamientos de estructuras vecinas.
7. Comprobar que los efectos de las cargas de servicio, las deformaciones del tablestacado y del terreno cumplen con el criterio establecido de Servicio (por ejemplo, que no sobrepasan las tensiones límite en los perfiles o las deformaciones o vibraciones se encuentran por debajo de los límites establecidos).

En los siguientes puntos se hará una breve explicación de los cálculos de las deformaciones en los tablestacados, de los asentamientos en el terreno y de las vibraciones.

## **7.2. Deformaciones en los tablestacados**

En el cálculo de deformaciones en los tablestacados y según las Normas disponibles [14, 20, 40, 43] las opciones principales son la de utilizar el método del módulo de balasto o la del uso de MEF.

Para el cálculo de las deformaciones en tablestacas, debe tenerse en cuenta el desplazamiento debido al movimiento de los soportes (vigas de reparto, arriostramiento o anclajes). Si fuera necesario, deben tenerse en cuenta las imperfecciones iniciales debidas a la hincada además de las deformaciones debidas a la carga procedente de las tolerancias de hincada indicadas en la Norma Europea EN 12063 [84]. Esto puede ser necesario por ejemplo si se necesitara un margen determinado en una ataguía.

Al evaluar el desplazamiento de las tablestacas, debe tenerse en cuenta el hecho de que la planificación y la supervisión durante la ejecución tienen una importante influencia en la magnitud de dichos desplazamientos.

### **7.2.1. Aspectos estructurales que influyen en la deformación**

Las tablestacas, en comparación a las pantallas de hormigón armado, son estructuras altamente flexibles, por lo que el cálculo de los desplazamientos cuando sea necesario será



de mayor importancia y se deben tener en cuenta los elementos que lo forman. Al calcular el desplazamiento de la estructura, deben tenerse en cuenta los posibles desplazamientos suplementarios debido a la deformación local en la zona de anclajes, vigas de reparto y arriostramientos donde su efecto sea significativo. Estos efectos pueden ser relevantes si se introducen grandes fuerzas transversales locales en paredes dentadas sin rigidizar, como se muestra en las figuras 119 a 121, a través de un perfil en H utilizado como viga de reparto.

En el caso de tablestacados formados por perfiles U, debe tenerse en cuenta la rigidez efectiva a la flexión. La rigidez efectiva a la flexión de un tablestacado hecho de perfiles en U se puede determinar de la siguiente forma, teniendo en cuenta el grado de transmisión del cortante longitudinal en las juntas ubicadas cerca del eje neutro de la pantalla:

$$(EI_{eff}) = \beta_D \cdot (EI) \quad (7.1)$$

Donde:

$I$  es el momento de inercia de la pantalla continua.

$\beta_D$  es un factor con un valor  $\leq 1,00$  y que tiene en cuenta la posible reducción debida a la transmisión insuficiente de la fuerza cortante longitudinal en las juntas. Recomendaciones sobre los valores de este factor se pueden consultar en el apartado 6.5.3.

Para las secciones de clase 4, en el análisis global, el efecto de la abolladura de chapas en la rigidez para el cálculo de deformaciones se puede ignorar cuando se cumpla:

$$\frac{A_{eff}}{A} \geq \rho_{lim} = 0,50 \quad (7.2)$$

Donde  $A_{eff}$  es el área efectiva de la sección transversal de un elemento en compresión, y ha de ser mayor que  $\rho_{lim} = 0,50$  veces el área bruta del mismo elemento.

Si el área efectiva no cumple la ecuación (7.2), para el cálculo del área efectiva para la rigidez, se obtendrá el factor de reducción  $\rho$  considerando la esbeltez adimensional de chapa para condiciones de servicio  $\bar{\lambda}_{p,ser}$  que se puede calcular según:

$$\bar{\lambda}_{p,ser} = \bar{\lambda}_p \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed,ser}}{f_y}} \quad (7.3)$$

Donde  $\sigma_{com,Ed,ser}$  es la mayor tensión de compresión bajo cargas de servicio, en la sección efectiva.

Para el cálculo de la inercia de la sección, se usará la inercia efectiva de la sección, tomando el momento de inercia reducido para una tensión igual al límite elástico (reducción máxima de la sección) o alternativamente utilizando una interpolación entre las inercias de la sección bruta y efectiva según la siguiente expresión [80]:

$$I_{eff} = I_{gr} - \frac{\sigma_{gr}}{\sigma_{com,Ed,ser}} \cdot (I_{gr} - I_{eff}(\sigma_{com,Ed,ser})) \quad (7.4)$$

Donde:

$I_{gr}$  es la inercia de la sección bruta.

$\sigma_{gr}$  es la tensión de compresión máxima debida al momento flector, en condiciones de servicio, usando las propiedades de la sección bruta.

$I_{eff}(\sigma_{com,Ed,ser})$  es la inercia de la sección efectiva teniendo en cuenta el pandeo local, calculada para una tensión máxima  $\sigma_{com,Ed,ser} \geq \sigma_{gr}$ , donde dicha tensión máxima es el mayor valor de las tensiones en el tramo considerado de cálculo.

La inercia efectiva utilizada  $I_{eff}$  se puede considerar variable a lo largo de la longitud de cálculo. Alternativamente se puede utilizar una inercia de valor uniforme calculada para el punto de mayor momento flector del tramo considerado.

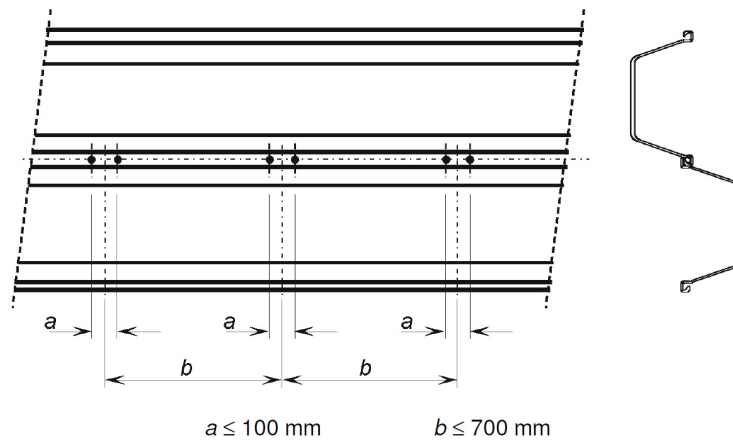
Como se puede apreciar, los cálculos del factor de reducción  $\rho$  y de la inercia efectiva  $I_{eff}$  son iterativos, aunque como aproximación conservadora se pueden llevar a cabo como un cálculo único usando un nivel tensional igual o mayor que  $\sigma_{com,Ed,ser}$  simplifícadamente.

### 7.2.2. Requisitos para los puntos de fijación mecánica de las juntas

Como se ha explicado en el apartado 6.5.3, la transmisión del cortante longitudinal en las juntas de tablestacas en U puede mejorarse mediante soldadura continua o intermitente o mediante fijación mecánica de las juntas. Los puntos de solidarización pueden ser simples, dobles o triples y deben ser capaces de transmitir la fuerza cortante necesaria en las juntas. La fuerza cortante representativa  $R_{ser}$  transmitida por un punto de solidarización en ELS es de valor  $R_{ser} = 75$  kN [14]. Por otro lado debe verificarse además mediante ensayo conforme con la Norma Europea EN 10248 [83] que la rigidez del punto de solidarización no es inferior a 15 kN/mm, requisito de rigidez que se corresponde con una fuerza cortante de 75 kN para un desplazamiento de 5 mm.

Para facilitar la comprobación y según EC3-5 [14], cuando el espaciado entre los puntos de solidarización individuales o dobles no exceda de 700 mm, como se muestra en

la figura 104, y la separación para los puntos triples no exceda de 1,00 m, se puede asumir que cada punto de solidarización transmite la misma fuerza cortante  $V_{ser} \leq R_{ser}$ .



**Figura 104:** Espaciado de los puntos de solidarización dobles

### 7.2.3. Estimación de las deformaciones del tablestacado

Para establecer la limitación de los valores de los desplazamientos permitidos para los tablestacados y el terreno situado junto a ellos se debe hacer siempre una estimación prudente de la distorsión y del desplazamiento de los tablestacados, así como de efectos sobre las estructuras y servicios que soportan, sobre la base de la experiencia comparable. Esta estimación debe incluir los efectos de la construcción del tablestacado. Se comprobará que los desplazamientos estimados no superan los valores límite.

Si una estimación inicial, prudente, de los desplazamientos supera el 50% de los valores límite, se debe llevar a cabo una investigación más detallada, que incluya cálculos de desplazamientos, en las siguientes situaciones:

- Cuando las estructuras y servicios cercanos sean especialmente sensibles a los desplazamientos.
- Cuando los tablestacados sirvan de contención de más de 6 m de suelo de baja plasticidad o 3 m, de suelos de alta plasticidad.
- Cuando el tablestacado esté en contacto con arcillas blandas, ya sea a lo largo de su altura o por debajo de su base.
- Cuando no exista una experiencia comparable bien establecida.

Los cálculos de desplazamiento deben tener en cuenta las rigideces del terreno y de los elementos estructurales, y la secuencia de construcción. Además, el comportamiento supuesto de los materiales en los cálculos de desplazamiento debe de calibrarse mediante experiencias comparables, con el mismo modelo de cálculo. Si se supone un comportamiento lineal, la rigidez adoptada para el terreno y los elementos estructurales debe ser la apropiada para el grado de deformación calculada. Como alternativa, se pueden adaptar modelos completos de tensión-deformación para los materiales.

### Estimación mediante la profundidad de excavación

Ou y otros [88] estudiaron la relación entre la deformación de la excavación y su profundidad, mostrada en la figura 105. Los antecedentes estudiados por Ou mostraron que la deformación del tablestacado aumenta con la profundidad de la excavación.

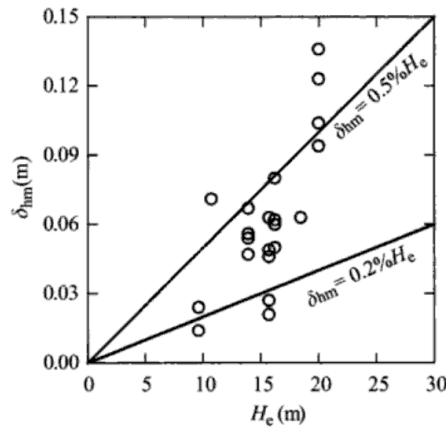


Figura 105: Relación  $H_e$ - $\delta_{hm}$  según Ou [88]

En cuanto al tipo de suelo, se pudo ver que la deformación en arcillas blandas es mayor que en arenas. La deformación máxima ( $\delta_{hm}$ ) se puede calcular según la ecuación (7.5):

$$\delta_{hm} = (0,20 - 0,50\%) \cdot H_e \quad (7.5)$$

El límite superior de  $\delta_{hm}$  corresponde a arcillas blandas, y el inferior a arenas arcillosas.

## 7.3. Deformaciones del terreno

### 7.3.1. Asientos superficiales asociados a los tablestacados

Mauch divulgó en su investigación de 2003 que los movimientos asociados a las excavaciones se relacionan con la estabilidad del fondo, el tipo del suelo, y los tipos de muros. Los parámetros del suelo que afectan al asentamiento superficial incluyen la compresión elástica y el hinchamiento del terreno en descarga y la consolidación de arenas sueltas o de arcillas blandas debidas a cambios en la presión de agua en los poros. Los parámetros del tablestacado que afectan al asentamiento del terreno abarcan la rigidez estructural de los elementos verticales de apoyo, los tipos de arriostramientos horizontales como los puntales, anclajes o vigas de reparto, el espaciamiento horizontal y vertical de estos apoyos horizontales y los procedimientos de construcción (por ejemplo el pretensado o precarga de los anclajes). Cualquier combinación de los factores mencionados puede afectar al movimiento total de un tablestacado en una excavación.

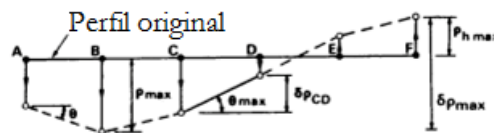
Un análisis exacto del asentamiento del terreno difícil debido a la interacción de los factores anteriores en tres dimensiones. La predicción o el análisis del funcionamiento de

los sistemas de apoyo de la excavación podrían estar muy alejados del comportamiento real si todos los factores no se toman en consideración [89].

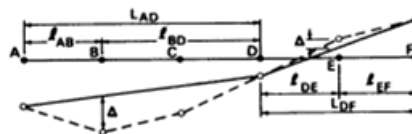
La predicción del asentamiento debido a la construcción del tablestacado se puede considerar en tres etapas separadas según estipuló Morton en su trabajo de 1980. Son el asentamiento debido a la instalación de las tablestacas (por las vibraciones en la hinca), el asentamiento debido a la excavación principal (por la deformación del tablestacado), y el asentamiento debido al agotamiento freático dentro de la excavación principal.

La modelización estructural de la excavación raramente arroja una predicción fiable de la deformación, ya que ésta puede ocurrir durante la excavación hasta proceder a la instalación de cada nivel de apoyos. La deformación puede también ocurrir bajo el fondo de la excavación, en el plano horizontal entre los apoyos verticales y en el plano vertical entre los apoyos horizontales.

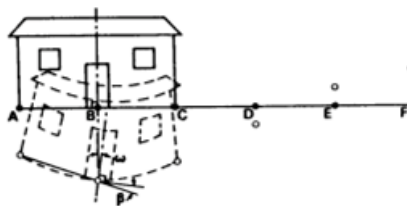
Burland y Wroth en 1974 definieron los perfiles de los asentamientos superficiales del terreno y las respuestas de los edificios, como resultado de los movimientos del terreno, como se muestra en la figura 106 [90]. En la excavación, el movimiento inducido en ambas direcciones, causará vertical y lateralmente una cierta tracción en el edificio adyacente, diferente a las debidas al asentamiento por el peso propio del edificio. Sin embargo, se observa que la deformación lateral en el edificio es menor que el movimiento lateral en la excavación, debido a la contribución de la rigidez horizontal de la subestructura y la rigidez del sistema de contención de tierras en la excavación.



Asiento total ( $\rho$ ), relativo ( $\delta\rho$ ) y rotación ( $\theta$ )



Deformación relativa ( $\Delta$ ) y ratio de deformación ( $\Delta/L$ )



Giro ( $\omega$ ) y distorsión angular ( $\beta$ )

**Figura 106:** Respuesta de los edificios y el suelo a las deformaciones verticales y laterales

### 7.3.2. Sobre los métodos empíricos para la estimación de los asentos

Se han propuesto muchos métodos empíricos para la estimación del asentamiento del terreno debida a una excavación, véase por ejemplo Peck [91], Bowles [57], Clough y O'Rourke [92], y Hsieh y Ou [93].

Los métodos empíricos son una tentativa enfocada a establecer una relación entre la deformación real del terreno y los parámetros de construcción de muchos proyectos similares. A pesar de las hipótesis y suposiciones generalistas de dichos métodos, son todavía populares para la realización de un estudio preliminar. Estos métodos se basan en el perfil de asentamientos típico observado en excavaciones profundas para diferentes etapas de excavación e instalación del muro, como se muestra en la figura 107 [57]:

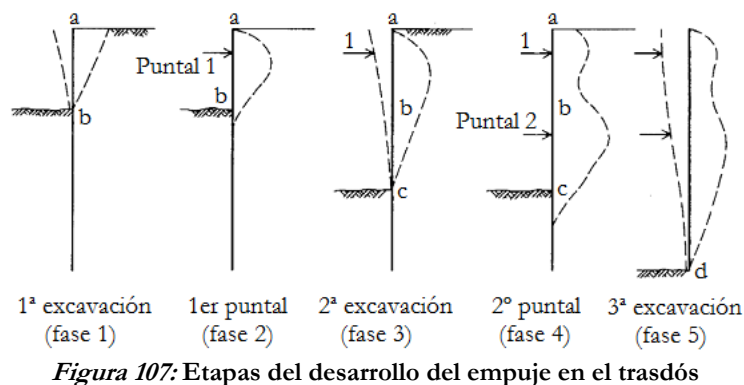


Figura 107: Etapas del desarrollo del empuje en el trasdós

En los siguientes puntos se explican los métodos más utilizados para la estimación de asentos, desde el método aparecido en el famoso trabajo del profesor Peck de 1969 hasta los últimos de Ou y Hsieh revisados en el 2005.

### 7.3.3. Método de Peck

Peck [91] desarrolló el primer método empírico para estimar el asentamiento del terreno basado en datos reales de deformaciones recogidos de tablestacados y muros de pilotes guía con anclajes, confeccionando la figura 108 con porcentajes normalizados:

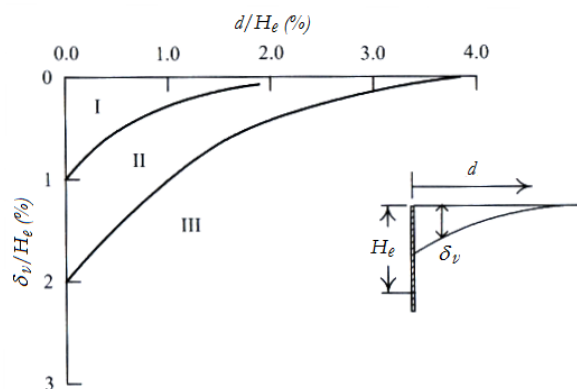


Figura 108: Asientos superficiales observados por Peck

En este método el tipo de suelo se divide en tres categorías:

Tipo I – Arenas y arcillas duras a blandas.

Tipo II – Arcillas blandas a muy blandas, teniendo en cuenta:

1. Poca profundidad de arcillas bajo el fondo de la excavación.
2. Profundidad considerable de arcillas bajo el fondo de la excavación pero  $N_b < N_{cb}$ .

Tipo III – Arcillas blandas a muy blandas hasta una profundidad considerable bajo el fondo de la excavación y con  $N_b > N_{cb}$ .

Donde  $N_b$  es el número de estabilidad del suelo, definido como:

$$N_b = \frac{\gamma \cdot H_e}{C_u} \quad (7.6)$$

Y donde  $\gamma$  es el peso específico del suelo,  $H_e$  es la profundidad de la excavación,  $C_u$  es la resistencia al corte no drenado y  $N_{cb}$  es el número de estabilidad crítica frente a levantamiento del fondo de la excavación, según [91].

El gráfico se puede utilizar para predecir asentamientos que pueden alcanzar una extensión de hasta cuatro veces la profundidad de la excavación. Sin embargo, puesto que se basa en datos recogidos de estructuras flexibles como tablestacados o muros de pilotes guía, la estimación de asientos para otro tipo de estructuras de contención que no sean tablestacas o similares no es fiable.

#### 7.3.4. Método de Bowles

Bowles [57] propuso un método para estimar los asientos en las excavaciones mediante los siguientes pasos:

1. Estimación de la deformación lateral del muro.
2. Cálculo del volumen de suelo desplazado lateralmente ( $V_s$ ).
3. Estimación de la zona de influencia ( $D$ ) usando el método de Caspe (1966):

$$D = (H_e + H_d) \cdot \tan(45 - \phi/2) \quad (7.7)$$

Donde  $H_e$  es la profundidad de excavación y  $\phi$  es el ángulo de fricción del suelo. Para suelos cohesivos,  $H_d = B$ , donde  $B$  es el ancho de la excavación. Para suelos granulares,  $H_d = 0,50 B \tan(45 + \phi/2)$ .

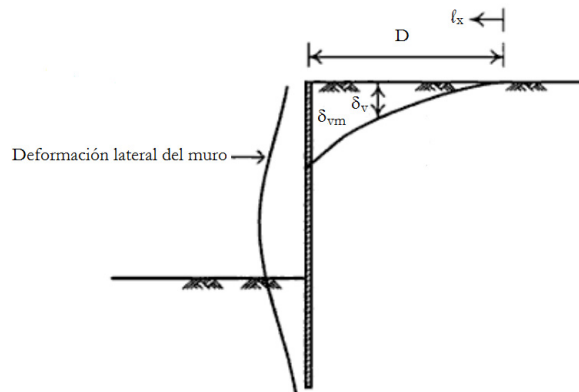
4. Estimación del asentamiento máximo ( $\delta_{vm}$ ), considerando que el valor máximo se da en el contacto con el muro, mediante la fórmula:

$$\delta_{vm} = \frac{4 \cdot V_s}{D} \quad (7.8)$$

5. Se considera una curva parabólica para el perfil del asentamiento, por lo que el asentamiento vertical ( $\delta_v$ ), a una distancia del muro ( $d$ ) será:

$$\delta_v = \delta_{vm} \cdot \left(\frac{x}{D}\right)^2 \quad (7.9)$$

Donde  $D-x$  es la distancia al muro como se muestra en la siguiente figura:



**Figura 109: Método de Bowles para estimación de asentamientos**

Como se puede entender, los asentamientos en superficie debidos a una excavación (en ausencia de asentamientos por consolidación), dependen de muchos factores, como la profundidad, el proceso constructivo y el sistema de apoyos. Estos factores también influyen en la deformación del muro, por lo que parece lógico que la estimación del asentamiento en superficie se base en la magnitud y la forma de una deformación del muro obtenida de un análisis de deformación lateral.

Según obtuvo Milligan en su trabajo de 1983, el área de asentamientos es aproximadamente igual al área de la deformación del muro para arcillas blandas en condiciones no drenadas. Si esto es así,  $\delta_{vm}$  debería ser igual a  $3V_s/D$ , aunque Bowles usó  $4V_s/D$  probablemente para mejorar el ajuste de las observaciones de campo [88].

### 7.3.5. Método de Clough y O'Rourke

Clough y O'Rourke [92] desarrollaron un método semi-empírico para estimar la deformación de la excavación en arcillas blandas en el que las máximas deformaciones laterales producidas por la excavación dependen de la rigidez del sistema ( $S$ ), y del factor de seguridad contra el levantamiento de fondo. La rigidez total se expresa en términos de una



rigidez eficaz del sistema y se obtiene el desplazamiento horizontal máximo en función del factor de seguridad frente a levantamiento de fondo según la figura 110. En este método, se define la rigidez del sistema como sigue:

$$S = \frac{EI}{\gamma \cdot h^4} \quad (7.10)$$

Donde  $EI$  es la rigidez a flexión del muro por unidad horizontal de longitud,  $h$  es el espaciamiento vertical medio entre los apoyos, y  $\gamma$  es el peso específico total del suelo del trasdós.

Clough y O'Rourke concluyeron de un estudio paramétrico en arcillas blandas y duras que los movimientos horizontales y verticales medios de los sistemas de contención de tierras en arcillas duras era del orden de un 0,20 % y un 0,15 % respectivamente de la profundidad excavada total y que la mayor parte del movimiento ocurre debajo del fondo de la excavación en arcillas blandas como resultado de la inestabilidad del fondo. Sin embargo, el factor de seguridad calculado según lo propuesto por Clough y O'Rourke no considera el aumento de la estabilidad debido al empotramiento del muro.

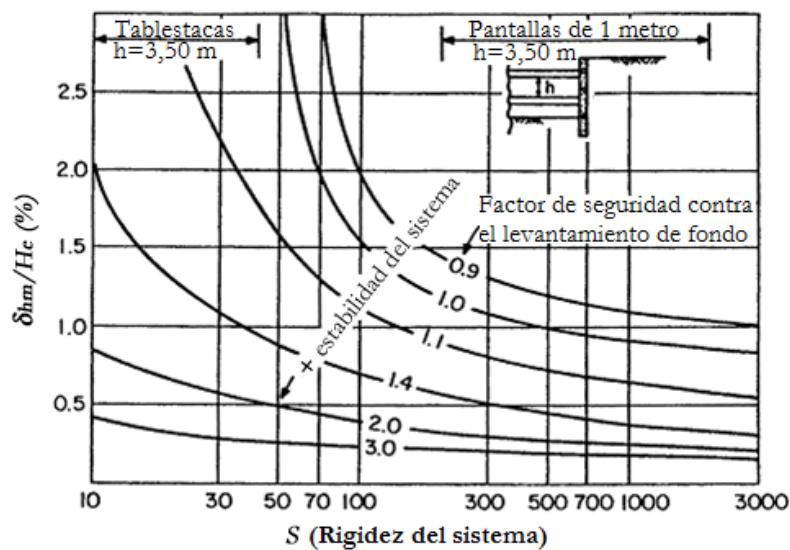


Figura 110: Curvas de estimación del movimiento lateral

Clough y O'Rourke presentaron unos perfiles adimensionales del asentamiento superficial según se muestra en la figura 111 para arenas, arcillas duras a muy duras, y arcillas blandas a medias. De acuerdo con dicha figura, la zona de la influencia del asentamiento es  $3H$  para las excavaciones en arcillas duras a muy duras y  $2H$  para las excavaciones en arenas y arcillas blandas a medias.

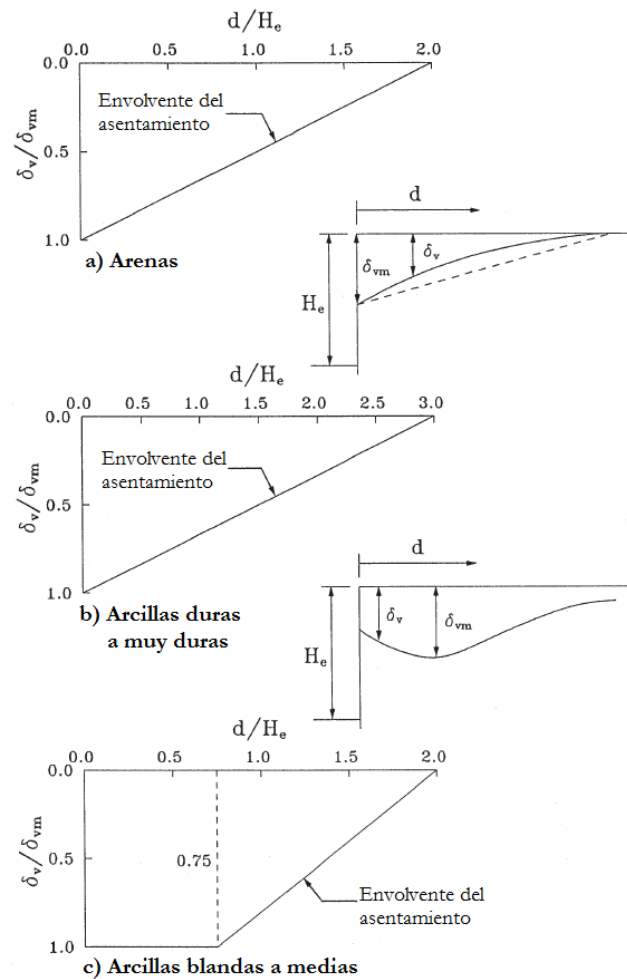


Figura 111: Perfiles para la estimación del asiento superficial

Entonces, conociendo la deformación horizontal máxima se puede estimar la magnitud, el alcance y la forma de los asientos superficiales. Sin embargo, otras actividades asociadas a los asentamientos del terreno, tales como el agotamiento del freático, construcción o demolición de cimentaciones adyacentes, o instalación del muro según las prácticas modernas, más energéticas, no se toman en la consideración y debe ser utilizada como método conservador de la predicción del asentamiento.

### 7.3.6. Método de Hsieh y Ou

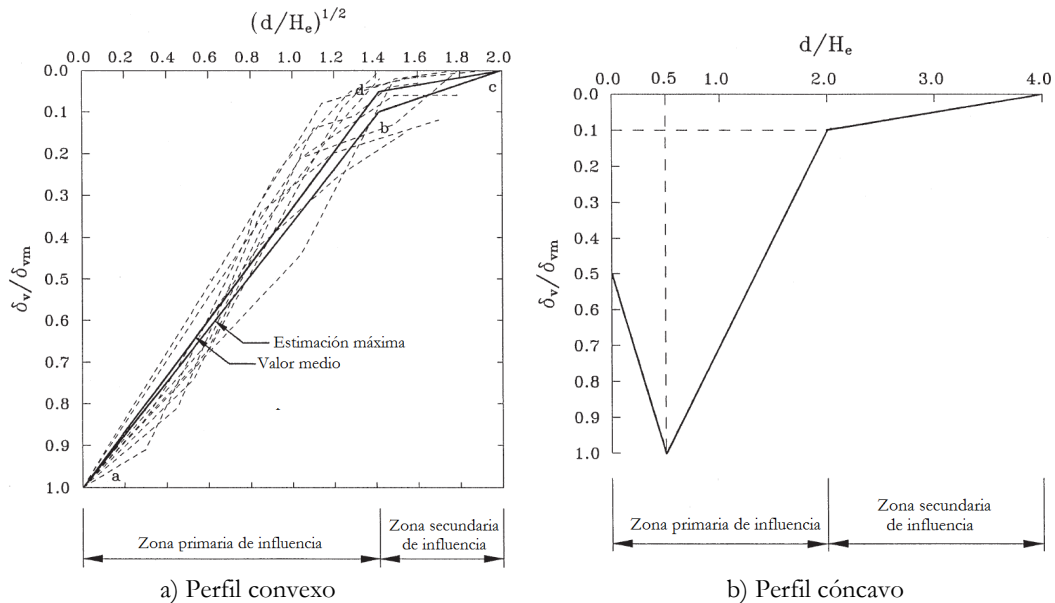
Hsieh and Ou [93] observaron que hay dos tipos de patrón del asentamiento superficial causado por las excavaciones, como se puede ver en la figura 112: el tipo convexo, en el cual el asentamiento máximo se da muy cerca a la pared, y el tipo cóncavo, en el cual el asentamiento máximo ocurre a una distancia de ésta. Basándose en mediciones de campo, realizaron un análisis de regresión, como se muestra en la figura 112a. El valor medio de las curvas de tipo convexo se muestra como la línea *a-d-c*, mientras que el resultado de la suma de una desviación típica al valor medio se muestra como la línea *a-b-c*. Las ecuaciones para el tipo convexo (7.11) y (7.12) son las de las líneas *a-b* y *b-c*. Para el tipo cóncavo son líneas rectas.

Para  $d/H_e \leq 2$

$$\delta_v = \left( -0,636 \sqrt{\frac{d}{H_e}} + 1 \right) \cdot \delta_{vm} \quad (7.11)$$

Para  $2 < d/H_e \leq 4$

$$\delta_v = \left( -0,171 \sqrt{\frac{d}{H_e}} + 0,342 \right) \cdot \delta_{vm} \quad (7.12)$$



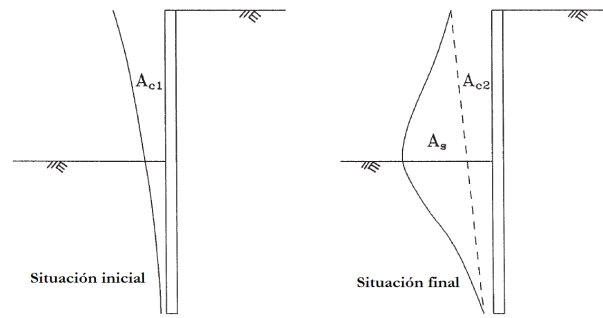
**Figura 112: Perfiles del asiento superficial según Hsieh y Ou [93]**

Para la estimación de asentamientos, los pasos a seguir son [93]:

- (1) Cálculo del desplazamiento horizontal máximo del tablestacado ( $\delta_{hm}$ ) mediante MEF o métodos de módulo de balasto.
- (2) Determinación del tipo de perfil de asentamientos calculando el área del desplazamiento del tablestacado en voladizo y encerrada por la deformada (ver figura 113).
- (3) Estimación del asentamiento máximo en superficie ( $\delta_{vm}$ ) usando la relación  $\delta_{vm}-\delta_{hm}$  de la figura 114.
- (4) Cálculo del asentamiento a diferentes distancias usando la figura 112a o 112b según corresponda.

### Determinación del perfil de asentamientos

Para la determinación del tipo de perfil se necesita saber la deformada del tablestacado. Hsieh y Ou establecieron una relación entre el área de la deformada en voladizo y la propia deformada de los perfiles, como se muestra en la figura 113:

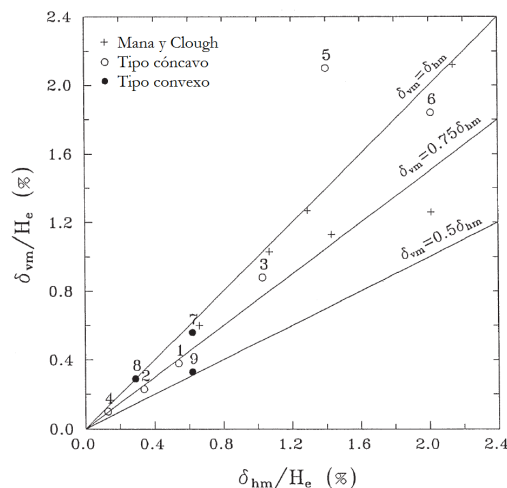


**Figura 113: Áreas para el cálculo de asentamientos según Hsieh y Ou [93]**

Se toma  $A_c$  como el máximo de  $A_{c1}$  y  $A_{c2}$ . Si  $A_s \geq 1,60 A_c$  se tendrá un perfil cóncavo, de lo contrario se tendrá un perfil convexo.

### Determinación del asentamiento máximo

Para la estimación del asentamiento máximo se puede utilizar la relación de la figura 114, donde Ou y Hsieh recogen varios casos reales. Como se puede ver, la relación  $\delta_{vm}-\delta_{hm}$  varía entre  $(0,50-1,00)\delta_{hm}$  para los casos recogidos.



**Figura 114: Relación  $\delta_{vm}-\delta_{hm}$  según Hsieh y Ou [93]**

Hsieh y el Ou concluyeron que la distancia del tablestacado al punto donde ocurre el asentamiento superficial máximo era cero en el tipo convexo y aproximadamente igual a la mitad de la profundidad excavada en el tipo cóncavo.

### Valoración del método

Comparado a los métodos mencionados anteriores de estimación, el método de Hsieh y Ou parece ser más exacto para predecir la magnitud y el perfil del asentamiento superficial. Sin embargo, el uso práctico de la figura 114 es bastante limitado, ya que presenta un rango de valores muy amplio para  $\delta_{vm}$ .

### 7.3.7. Estimaciones numéricas de asentamientos

Aunque los MEF pueden calcular la deformación y las solicitaciones en un tablestacado, no son tan exactos en la predicción de los asentamientos en superficie. En los últimos años se ha trabajado mucho en el desarrollo de MEF en geotecnia en este aspecto. Se han ido desarrollando modelos en el marco de la elasticidad no lineal (modelo bilineal, hiperbólico,  $K - G$ , etc.), de la elastoplasticidad (modelo de Tresca, de Von Mises, de Drucker-Prager, etc.) y también modelos constitutivos avanzados. El objetivo ha sido predecir el comportamiento real del suelo y poder determinar los movimientos en la zona adyacente a una excavación.

Actualmente, hay muchos programas de análisis en el mercado, siendo el más utilizado el programa PLAXIS. El programa puede realizar cálculos utilizando los modelos Mohr Coulomb, Hardening Soil, Hardening Soil Small, Soft Soil, etc. y para su uso se debería conocer no sólo el funcionamiento del programa, sino también la influencia de los parámetros de cada modelo. La realización de análisis de sensibilidad de los parámetros y una sólida formación en mecánica de suelos ha de ser la base para los cálculos, mientras que los métodos de estimación de asientos han de servir para corroborar el orden de magnitud de los resultados arrojados por los MEF. La adopción del método observacional en obra [64] será también de gran ayuda en el ajuste de un modelo y hará ganar una valiosa experiencia al ingeniero encargado de realizar los cálculos, aunque por la experiencia adquirida por el autor del presente trabajo, esta situación no se da prácticamente nunca, lo cual representa el desperdicio de una posibilidad de aprendizaje muy valiosa.

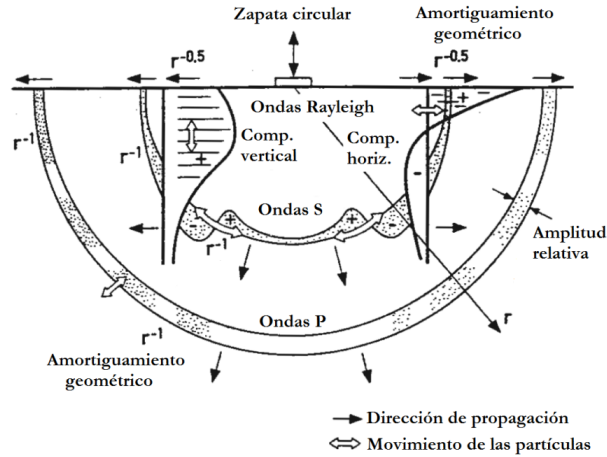
## 7.4. Vibraciones

En general, las cimentaciones de las estructuras sometidas a vibraciones o a cargas vibratorias se deben proyectar para asegurar que no se produzcan asientos excesivos o niveles intolerables de aceleración y velocidad. Se deben tomar precauciones para asegurar que no se provoque resonancia entre la frecuencia de excitación y la frecuencia propia del sistema terreno–cimentación, y para asegurar que no se produzca la licuefacción del suelo.

### 7.4.1. Hinca y propagación de vibraciones en los tablestacados

En los tablestacados, el uso de métodos de hincas como los vibratorios o de impacto causan vibraciones que se propagan en el subsuelo. Además de causar posibles daños a los edificios vecinos, existe el riesgo de compactar el suelo hasta una cierta distancia de la tablestaca, lo que puede llevar a asentamientos no previstos del terreno. Este riesgo es particularmente alto en el caso de existir edificios cimentados sobre arenas sueltas o limos. La licuefacción del suelo es otro riesgo: el aumento de la presión de agua intersticial debido a las acciones dinámicas hace que el suelo pierda su resistencia y por lo tanto su capacidad portante. Las vibraciones causadas por la hincas por impacto, sin embargo, se amortiguan rápidamente después de cada golpe.

Las vibraciones se propagan en el terreno en forma de diferentes tipos de onda. En la figura 115 [94] se muestran los tipos de ondas sísmicas en un semiespacio elástico. Distinguimos entre las ondas internas (de compresión, P y de corte, S) y las ondas superficiales elípticas (ondas de Rayleigh). En suelos estratificados, las ondas de corte superficiales (ondas de Love) se encuentran en los límites entre los estratos.



**Figura 115: Propagación de las vibraciones en un semiespacio elástico**

Si la fuente de la vibración se encuentra cerca de la superficie, la propagación se produce principalmente por ondas Rayleigh. Según la Norma alemana [95], el descenso de la velocidad de oscilación  $\bar{v}$  con la distancia se puede estimar según:

$$\bar{v} = \bar{v}_1 \cdot \left[ \frac{R}{R_1} \right]^{-n} \cdot \exp[-\alpha \cdot (R - R_1)] \quad (7.13)$$

Donde:

$\bar{v}_1$  es la velocidad de oscilación en  $mm/s$  a una distancia  $R_1$ .

$R_1$  es la distancia de referencia en metros.

$R$  es la distancia a la fuente.

$n$  es un exponente que depende del tipo de onda y la geometría y el tipo de fuente

$\alpha$  es el coeficiente de disipación en  $m^{-1}$ , con  $\alpha \approx 2\pi D/\lambda$ .

$D$  es el grado de amortiguamiento.

$\lambda$  es la longitud crítica de onda en metros, con  $\lambda = c/f$ .

$c$  es la celeridad de onda en  $m/s$ .

$f$  es la frecuencia en Hz.

La distancia de referencia  $R_1$  se define como:

$$R_1 = \frac{a}{2} + \lambda_r \quad (7.14)$$

Donde  $a$  es la dimensión de la fuente de vibración paralela a la dirección de propagación y  $\lambda_r$  es la longitud de onda superficial.

La tabla 41 contiene valores máximos de velocidades de oscilación según [96] que se pueden utilizar como guía para determinar los efectos de las vibraciones en estructuras.

**Tabla 41: Valores máximos velocidad de vibración según [96]**

Clase	Tipo de edificio	Valores máximos de velocidad de vibración $v_i$ (mm/s)				
		Frecuencias en la cimentación				F. en cubierta
		1-10 Hz	10-50 Hz	50-100 Hz	> 100 Hz	Todas
1	Comercial, industrial o similar	20	20 a 40	40 a 50	50	40
2	Residencial o de construcción o usos similares	5	5 a 15	15 a 20	20	15
3	No clasificado como 2 ó 3 y de valor especial (como edificios protegidos)	3	3 a 8	8 a 10	10	8

En las primeras versiones de EC3-5 se incluía una ecuación para calcular la máxima velocidad de vibración de una partícula debida a la hincia (por impacto o por vibración):

$$v = C \frac{\sqrt{w}}{r} \quad (7.15)$$

Donde  $C$  es un factor basado en observaciones y que tiene en cuenta el método de hincia y las condiciones del terreno según la tabla 42,  $w$  es la energía proporcionada por la fuente en Julios y  $r$  es la distancia radial a la fuente ( $r \geq 5\text{m}$ ).

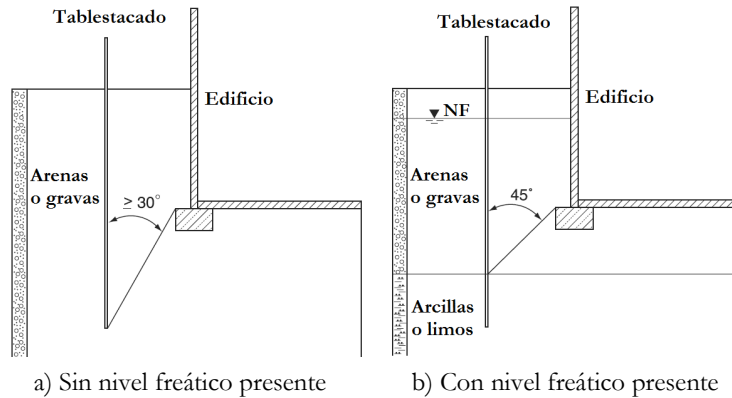
**Tabla 42: Valores del factor C según [23]**

Método de hincia	Condiciones del suelo	Factor $C$
Por impacto	Suelos cohesivos muy duros, granulares densos, rocas, rellenos de tamaño grueso	1,00
	Suelos cohesivos duros, granulares de densidad media, rellenos compactados	0,75
	Suelos cohesivos blandos, granulares sueltos, rellenos sueltos, suelos orgánicos	0,50
Por vibración	Todo tipo de suelos	0,70

En el caso de hincia por impacto, la energía por golpe se puede obtener de las especificaciones técnicas de la máquina, o en el caso de martillos de caída libre se puede calcular como la energía potencial  $w = mgb$ . En el caso de martillos vibratorios, la energía por ciclo se puede estimar a partir de la potencia del vibrador ( $P$ ) en vatios y la frecuencia ( $f$ ) en hercios, mediante la ecuación  $w = P/f$ .

### 7.4.2. Separaciones recomendadas a edificios próximos

Para evitar asentamientos de edificios vecinos, en la Norma [96] se incluyen consejos sobre las separaciones que se deben mantener al usar técnicas vibratorias para la hincada de las tablestacas en suelos granulares homogéneos, según se muestra en la figura 116. Según la figura, se debe mantener un ángulo vertical entre la base del tablestacado y la cimentación del edificio de al menos  $30^\circ$  en ausencia de nivel freático y de  $45^\circ$  en presencia de agua.



**Figura 116: Esquema de separaciones a edificios para vibraciones**

Los parámetros y las variables de hincada relacionados con las condiciones del terreno no se incluyen en estos requisitos. Estudios realizados por Grabe y Mahutka en 2005 [97] revelan que el asentamiento depende de la frecuencia de excitación y de los estratos del suelo. Como el proceso del asentamiento debido a procesos dinámicos aún no se ha investigado completamente, en el caso de emplazamientos sensibles a los efectos negativos de las vibraciones, en la Norma alemana [96] y según indica el sentido común, se recomienda realizar estudios especiales.



## **8. ANCLAJES, VIGAS DE REPARTO Y CONEXIONES**



## 8.1. Consideraciones generales

El efecto general y local de las acciones en anclajes, vigas de reparto, arriostramiento y conexiones debe ser determinado mediante análisis estructural teniendo en cuenta la interacción entre el terreno y la estructura. Cuando sea necesario, debe considerarse el efecto de algunas acciones como las debidas a cambios de temperatura, sobre todo en puntales metálicos, y cargas específicas, como maquinaria especial, como se ha comentado en el capítulo 4.

## 8.2. Anclajes

En este apartado se trata la verificación de las secciones transversales y de las conexiones entre los elementos de acero de los anclajes pasivos, incluyendo los tirantes, cabezas y acopladores de los anclajes. En el caso de utilizar anclajes pretensados, se pueden consultar los requisitos de proyecto para los componentes de acero de tales anclajes en la Norma Europea EN 1537 “Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Anclajes”.

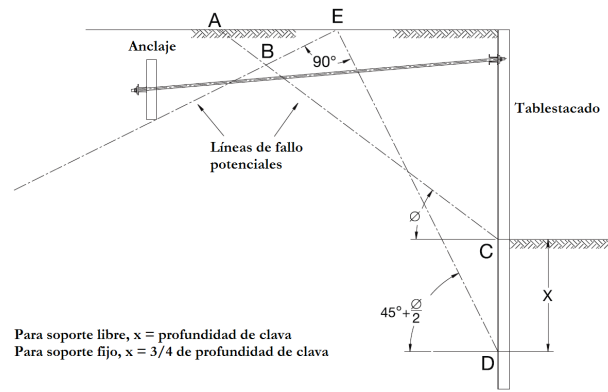
El procedimiento de ensayo y el uso de los resultados para determinar la resistencia de anclajes pasivos y los anclajes activos en referencia al fallo por arrancamiento del terreno (pull-out) que se ha de basar en el comportamiento terreno-estructura, debe ser conforme con los principios establecidos en las Normas Europeas EN 1997-1 y EN 1537.

### 8.2.1. Aspectos básicos para el proyecto de los anclajes

Al igual que para el resto del proyecto, para los anclajes, deben considerarse los estados del límite máximo y de servicio, aunque suele ser determinante el primero de ellos especialmente por los efectos locales.

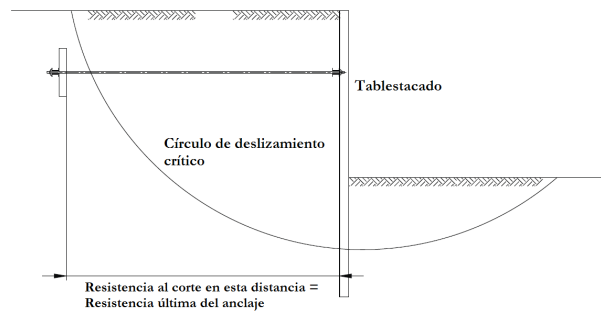
La longitud de los anclajes ha de ser aquella que impida el fallo del terreno o fallo de la unión del anclaje con la tablestaca antes de la deformación plástica de la sección transversal mínima necesaria del anclaje. Según EC3-5, la longitud del anclaje debe calcularse conforme con la Norma Europea EN 1997-1 (se puede calcular mediante unas sencillas normas).

Para que un sistema de anclaje sea eficaz, debe ser colocado fuera de la zona potencial de empuje activo desarrollada en el trasdós, la línea DE de la figura 117. Su capacidad también disminuye si está situada en suelo inestable o si la zona activa interfiere con la formación de la zona de resistencia pasiva. Si el anclaje está situado dentro de la zona situada entre las líneas CA y DE, sólo se desarrolla una resistencia parcial debido a la intersección de las cuñas activa y pasiva, aunque se puede determinar analíticamente la reducción teórica de la capacidad de anclaje. La posición óptima es en la que la cuña pasiva desde la base del anclaje no intersecta con la cuña activa del pie del tablestacado, como se ve en la figura 117.



**Figura 117:** Colocación del anclaje

En suelos cohesivos, la posición correcta para el anclaje es fuera del círculo de deslizamiento crítico y a la suficiente distancia detrás de la tablestaca para desarrollar una resistencia de corte igual a la resistencia última del anclaje, como se muestra en la figura 118.



**Figura 118:** Desarrollo de la resistencia en suelos cohesivos

Los anclajes de este tipo pueden realizarse como puntos de anclaje aislados (muertos de hormigón) o como un muro pasivo continuo. En ciertas situaciones, se debe comprobar que no suceda el colapso progresivo de la estructura, de igual manera que en estructuras convencionales, cuando el fallo de un único elemento provoca el de todo el conjunto. Esto se puede dar por ejemplo por el fallo de un anclaje, por lo que se debe llevar a cabo un análisis del riesgo y si fuera necesario realizar los cálculos pertinentes para probar que no se dé este tipo de colapso. En el caso de fallo de un anclaje, los anclajes adyacentes compartirán la carga del que falta y, en función de la magnitud de las cargas implicadas, puede ser necesario aumentar la resistencia de los anclajes pasivos al terreno para resistir el eventual aumento de esfuerzos. Si las barras se anclan a un elemento pasivo continuo, la superficie total del elemento no cambiará pero las vigas de reparto necesitarán ser más resistentes para proporcionar el soporte necesario para una luz doble.

Las barras utilizadas para los anclajes pasivos son de acero con límite elástico no superior a  $800 \text{ N/mm}^2$ , y preferiblemente, para evitar fenómenos de tensocorrosión, no superior a los  $500 \text{ N/mm}^2$ .

En cuanto al cálculo de deformaciones, la rigidez axial del sistema anclaje-terreno debe tenerse en cuenta en el proyecto de tablestacas. Puede ser evaluada mediante ensayos preliminares o de experiencias similares. Puede resultar útil para estimar el efecto de la

rigidez de los anclajes sobre el proyecto de las tablestacas utilizar una aproximación de máximos y mínimos para la rigidez, viendo cómo afecta ésta al conjunto de la estructura.

### 8.2.2. Verificación del Estado Límite Último

La resistencia a la tracción  $F_{t,Rd}$  de los anclajes se toma como el valor menor entre la resistencia a tracción de la zona roscada de la barra,  $F_{t,Rd}$  y la resistencia de la zona libre,  $F_{tg,Rd}$ .

La resistencia a la tracción  $F_{t,Rd}$  de la rosca del anclaje se toma como:

$$F_{t,Rd} = k_t \frac{A_s \cdot f_{ua}}{\gamma_{M2}} \quad (8.1)$$

Donde:

$k_t$  es el factor de muesca, de valor recomendado 0,90.

$A_s$  es el área resistente a tracción de la parte roscada, igual que en tornillos.

$f_{ua}$  es la resistencia última a tracción del anclaje.

$\gamma_{M2} = 1,25$  es el factor parcial para uniones, conforme a la tabla 29.

De manera conservadora, en lugar del área resistente a tracción se puede utilizar el área neta de la zona roscada.

La resistencia a tracción  $F_{tg,Rd}$  de la zona no roscada de un anclaje es:

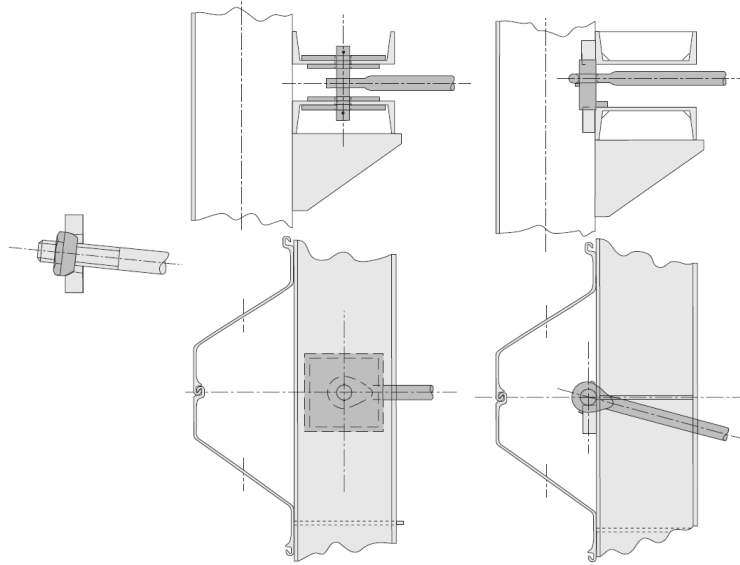
$$F_{tg,Rd} = \frac{A_g \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (8.2)$$

Donde:

$A_g$  es el área transversal total de la barra del anclaje.

$\gamma_{M0} = 1,00$  es el coeficiente parcial de resistencia de la sección transversal.

Las comprobaciones de las fórmulas (8.1) y (8.2) no cubren la aparición de flexión en la zona roscada. Con detalles adecuados de las conexiones se logra proporcionar suficiente tolerancia de rotación, como el uso de asientos esféricos o rótulas (ver figura 119), y cuidando el procedimiento de instalación de los anclajes se puede evitar la aparición de flexión en la zona roscada.



**Figura 119:** Ejemplos de anclajes con posibilidad de rotación

Si los anclajes disponen de un peso muerto de hormigón en su extremo u otros elementos de distribución de carga al terreno, no se puede tener en cuenta su contribución a axil a lo largo de la zona libre del anclaje. Toda la fuerza axil debe transferirse a través del dispositivo final de entrega de carga, normalmente rematado con una placa de reparto.

El valor de de proyecto para la resistencia del sistema de unión con placa de reparto  $B_{t,Rd}$  se toma como el valor inferior entre el valor de proyecto para la resistencia a tracción  $F_{tg,Rd}$  dada en la fórmula (8.2) y la resistencia nominal al punzonamiento de la cabeza del anclaje y la tuerca  $B_{p,Rdb}$  de la siguiente fórmula de 1993-1-8 [82]:

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (8.3)$$

Donde:

$d_m$  es el valor medio de la distancia máxima de aristas y de la de planos de la tuerca si apoya directamente en la placa de reparto o el diámetro de la arandela intermedia, si se monta con ella.

$t_p$  es el espesor de la placa de reparto.

$f_u$  es la resistencia última a tracción del acero de la placa de reparto.

### 8.2.3. Verificación del Estado Límite de Servicio

Para las verificaciones del estado límite de servicio, la sección transversal del anclaje debe diseñarse para impedir deformaciones debido a deformación plástica de los tirantes

bajo la combinación de carga característica. Esto se puede considerar satisfecho siempre que la tracción en servicio evite el inicio de plastificación:

$$F_{t,ser} \leq \frac{f_y \cdot A_s}{\gamma_{Mt,ser}} \quad (8.4)$$

Donde se utiliza el coeficiente parcial de servicio  $\gamma_{Mt,ser}$  de valor recomendado 1,10.

### 8.3. Vigas de reparto

Las vigas de reparto se han de verificar frente a la flexión introducida por las cargas de los anclajes. La resistencia de la sección transversal de los elementos se hará conforme con la Norma Europea EN 1993-1-1 ya que en general no presenta ninguna particularidad al respecto.

En cuanto a las solicitaciones, para los propósitos del cálculo, la viga de reparto se puede considerar como simplemente apoyada en una luz igual a la separación entre las barras de anclaje (conservadoramente) con cargas puntuales introducidas por las tuercas de dichos anclajes. La magnitud de la carga del anclaje es función del espaciamiento de los mismos y de la carga de diseño del anclaje por metro de la tablestaca. Alternativamente, la viga de reparto se puede considerar como continua siempre que se construya con uniones adecuadas, teniendo en cuenta las luces en los extremos. En este caso se puede adoptar una simplificación donde el momento flector máximo es:

$$M_{Ed,w} = \frac{w \cdot L^2}{10} \quad (8.5)$$

Siendo  $w$  la carga entregada por el sistema de anclaje, actuando como uniformemente distribuida, y  $L$  la distancia entre las barras de anclaje.

En cuanto a la comprobación del colapso progresivo, si una riostra falla, probablemente no haya ningún aviso como un movimiento gradual, o tiempo alguno para tomar medidas, por lo que el fallo de un anclaje puede conducir a un fallo progresivo, como se comentó en el punto anterior. Para comprobar las vigas de reparto frente a la pérdida de una barra de anclaje, se puede seguir el método descrito en [9], donde la carga en el sistema de anclaje se determina en base a los requisitos para un análisis de Estado Límite de Servicio.

Los momentos flectores y las fuerzas resultantes del anclaje se consideran como valores últimos y son aplicados sobre una longitud de viga de reparto de  $2L$ . En estas condiciones extremas, según [9] se puede demostrar que, a excepción de los anclajes en los extremos, el momento flector debido a la pérdida de un anclaje en una viga de reparto continua, no excederá el valor siguiente:

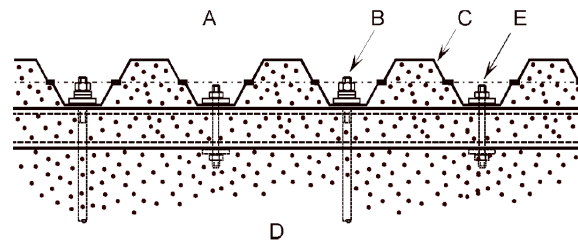
$$M_{Ed,w} = 0,30 \cdot w \cdot L^2 \quad (8.6)$$

Donde  $w$  es la carga introducida por los anclajes y  $L$  es la luz original entre las barras de anclaje, por simplicidad. Se pretende que esta estimación sea utilizada para una valoración inicial del efecto que la pérdida de una barra de anclaje tendrá en los requisitos estructurales y comprobar si las condiciones normales de diseño comprenden las situaciones más críticas. Si el diseño del anclaje resulta determinado por este caso extremo, puede ser ventajoso realizar un análisis más riguroso del sistema de la viga de reparto con vistas a la optimización del diseño, aplicando cálculo plástico al considerar las vigas de reparto como continuas.

#### 8.4. Entrega de anclajes y vigas de reparto a las tablestacas

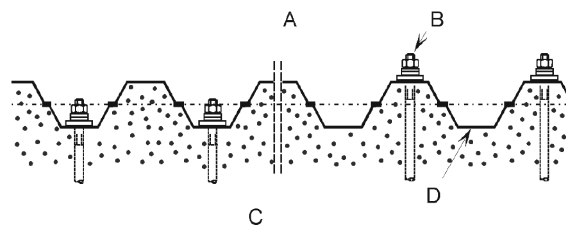
La entrega de las fuerzas de anclaje se puede realizar mediante una viga de reparto o incluso sin ella, y solicitando las tablestacas a tracción o compresión transversal, según la configuración del sistema de anclaje, como se puede ver en las figuras 120 a 122.

Debe verificarse la resistencia de la tablestaca a la **introducción de la fuerza de anclaje en su ala** a través de una placa de reparto con la ayuda de una viga de reparto en el trasdós (figura 120), o sin ella (figura 121a), o si es el caso, debe verificarse la resistencia de la tablestaca a la **introducción de la fuerza de anclaje o fuerza arriostamiento en las almas** a través de una viga de reparto (figura 122) o mediante una placa (figura 121b).



A: Excavación. B: Anclaje C: Tablestaca D: Terreno E: Tornillo de sujeción

**Figura 120: Ejemplo de viga de reparto en el trasdós**

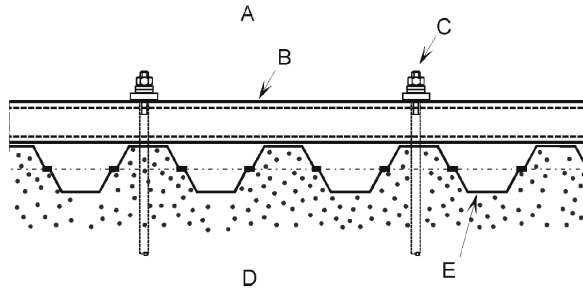


a) Anclaje ubicado en el alma interior b) Anclaje ubicado en el alma exterior

A: Excavación. B: Anclaje C: Terreno D: Tablestaca

**Figura 121: Ejemplos de anclaje sin viga de reparto**



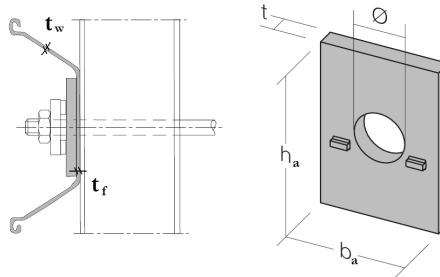


A: Excavación. B: Viga de reparto C: Anclaje D: Terreno E: Tablestaca

**Figura 122:** Ejemplo de viga de reparto en el intradós

#### 8.4.1. Fuerza introducida en el ala

La resistencia de la tablestaca frente a la fuerza de anclaje introducida en el ala a través de la placa de reparto con una viga de reparto en trasdós (figura 120) o sin ella (figura 121a) se puede verificar, aplicando las reglas para cargas concentradas de EC3, lo siguiente:



**Figura 123:** Notación de las dimensiones de la placa de reparto

a) Resistencia a cortante del ala:

$$F_{Ed} \leq R_{Vf,Rd} \quad (8.7)$$

Donde:

$F_{Ed}$  es el valor de proyecto para la fuerza transversal local aplicada en el ala.

$R_{Vf,Rd}$  es el valor de proyecto para la resistencia a cortante del ala bajo la placa de reparto, según:

$$R_{Vf,Rd} = \frac{2 \cdot (b_a + h_a) \cdot t_f \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (8.8)$$

Y donde (ver figura 123):

$b_a$  es la anchura de la placa de reparto.

$f_y$  es límite elástico de la tablestaca.

$h_a$  es la longitud de la placa de reparto, con  $h_a \leq 1,5 b_a$ .

$t_f$  es el espesor de ala.

b) Resistencia a tracción de las almas:

$$F_{Ed} \leq R_{tw,Rd} \quad (8.9)$$

Donde:

$R_{tw,Rd}$  es el valor de proyecto para la resistencia a la tracción de 2 almas, según:

$$R_{tw,Rd} = \frac{2 \cdot h_a \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (8.10)$$

Y donde  $t_w$  es el espesor de alma (ver figura 123).

c) Anchura de la placa de reparto:

$$b_a \geq 0,80 \cdot b \quad (8.11)$$

Donde (ver figura 123):

$b_a$  es la anchura de la placa de reparto.

$b$  es la anchura del ala, según las figuras de tabla 30, aunque se puede tomar un valor más pequeño para  $b$  siempre que se compruebe la flexión del ala.

d) Espesor de la placa de reparto:

La placa de reparto se ha de comprobar a flexión, teniendo siempre un espesor mínimo de  $2t_f$ .

#### 8.4.2. Fuerza introducida en las almas

La verificación de la resistencia de la tablestaca frente a la fuerza de anclaje o la fuerza de arriostramiento que se introduce en las almas a través de una viga de reparto como se muestra en la figura 122, se puede llevar a cabo de la siguiente manera:

$$F_{Ed} \leq 0,50 \cdot R_{c,Rd} : \quad \text{No se requiere más verificación.}$$

$$F_{Ed} > 0,50 \cdot R_{c,Rd} : \quad \frac{F_{Ed}}{R_{c,Rd}} + 0,50 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,00 \quad (8.12)$$

Donde:

$F_{Ed}$  es el valor de proyecto para la fuerza transversal local por alma aplicada a través de la viga de reparto.

$R_{c,Rd}$  es el valor de proyecto para resistencia a la fuerza transversal local.  $R_{c,Rd}$  se toma como el valor mínimo entre  $R_{e,Rd}$  y  $R_{p,Rd}$  para cada alma, dado por:

$$R_{e,Rd} = \frac{\varepsilon}{4e} (s_s + 4,0 \cdot s_{ec}) \sin \alpha (t_w^2 + t_f^2) f_y / \gamma_{M0} \quad (8.13)$$

$$R_{p,Rd} = \chi \cdot R_{p0} / \gamma_{M0} \quad (8.14)$$

Con:

$$\chi = 0,06 + \frac{0,47}{\lambda} \leq 1,0 \quad (8.15)$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{R_{p0}}{R_{cr}}} \quad (8.16)$$

$$R_{cr} = 5,42 \cdot E \cdot \frac{t_w^3}{c} \cdot \sin \alpha \quad (8.17)$$

$$R_{p0} = \sqrt{2} \cdot f_y \cdot t_w \cdot \sin \alpha \left( s_s + t_f \sqrt{\frac{2b \sin \alpha}{t_w}} \right) \quad (8.18)$$

$b$  es la anchura del ala, según las figuras de tabla 30.

$c$  es la altura inclinada del alma, como se muestra en la figura 87.

$e$  es la excentricidad de la fuerza introducida en el alma, dada por:

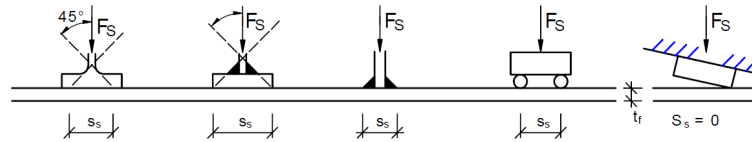
$$e = r_0 \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right) - \frac{t_w}{2 \sin \alpha} \geq 5 \text{ mm} \quad (8.19)$$

$f_y$  es el límite elástico de la tablestaca.

$r_0$  es el radio exterior de la esquina entre ala y alma.

$$s_{ec} = 2,0 \cdot \pi \cdot r_0 \cdot \left( \frac{\alpha}{180} \right), \text{ con } \alpha \text{ en grados} \quad (8.20)$$

$s_s$  es la longitud de apoyo rígido de la viga de reparto sobre la tablestaca, determinado según la figura 124 extraída de la Norma Europea EN 1993-1-5.



**Figura 124: Longitud de apoyo rígido para diferentes cargas**

Si la viga de reparto consta de dos partes, por ejemplo, dos secciones UPE,  $s_s$  es la suma de ambas partes más el menor valor de la distancia entre las dos partes o la longitud  $s_{ec}$ .

$t_f$  es el espesor de ala.

$t_w$  es el espesor de alma.

$\alpha$  es la inclinación del alma, según la figura 87.

$M_{Ed}$  es el valor de proyecto para el momento flector en el punto de aplicación de la fuerza del anclaje o del arriostramiento.

$M_{c,Rd}$  es el valor de la resistencia a flexión de la tablestaca según las ecuaciones (6.9) a (6.11).

Si se utiliza una placa de reparto para la introducción de la fuerza de anclaje a las almas conforme a la figura 121b, se pueden aplicar las expresiones (8.12) a (8.20), siempre que la anchura de la placa de reparto sea mayor que la anchura del ala para impedir una excentricidad adicional  $e$  como se da en (8.19).

## **9. DURABILIDAD**

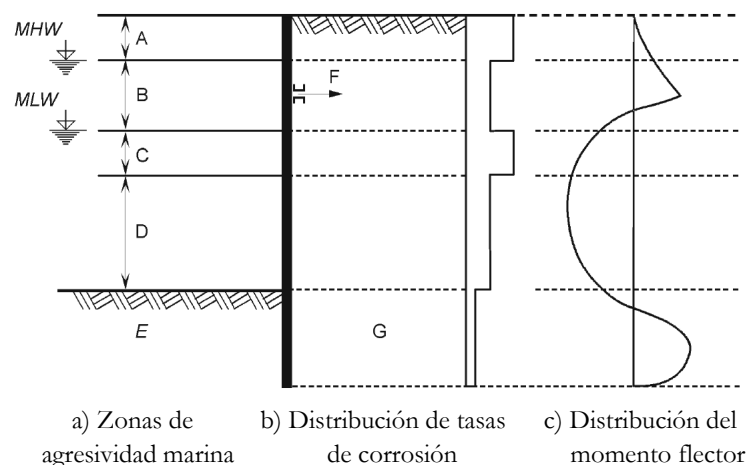


## 9.1. Zonas de corrosión

En la determinación de la vida eficaz de tablestacas desprotegidas (es decir, sin pintura), para la selección de la sección es necesario considerar la corrosión del acero según el ambiente. Los datos de corrosión dados para los ambientes siguientes indican la pérdida de sección para una sola cara expuesta. En la práctica, los dos lados de la tablestaca pueden estar expuestos a diferentes ambientes. Por ejemplo, un lado de un tablestacado de un muelle estará en contacto con un ambiente marino mientras que el lado opuesto estará en contacto con el terreno. Estas situaciones se tomarán en consideración las tablas de pérdidas debidas a la corrosión según EC3-5, mostradas más adelante.

Si la vida útil de proyecto es mayor que la duración de los efectos protectores del revestimiento, en las verificaciones del estado límite de servicio y en la del estado límite último debe tenerse en cuenta la pérdida de espesor que se produzca durante la restante vida en servicio. Para obtener una alta vida útil de proyecto, puede resultar adecuada la combinación de distintas medidas de protección. El sistema de protección completo se puede definir teniendo en cuenta el diseño de la estructura y del recubrimiento protector así como la posibilidad de realizar inspecciones para determinar reparaciones. Si no se protegen las tablestacas se ha de descontar toda la pérdida de espesor por corrosión en los cálculos.

Debe tenerse en cuenta la posibilidad de que la corrosión no sea uniforme a lo largo de todo el pilote, optimizando el proyecto seleccionando una distribución de momentos de acuerdo a la distribución de la corrosión, que determina secciones resistentes distintas, como se muestra en la figura 125.



**Figura 125: Ejemplo de distribución de zonas de corrosión**

La pérdida de espesor debido a la corrosión puede despreciarse para una vida de en servicio requerida en el proyecto inferior a 4 años.

Para la verificación de la resistencia de tablestacas tanto para los estados límite último como para el de servicio, la pérdida de espesor de las partes de las tablestacas en contacto con agua o con tierra (con o sin agua freática) se puede tomarse de las tablas 43 y 44, dependiendo de la vida útil de proyecto para la estructura. Donde las tablestacas estén en contacto con el terreno por ambos lados, las velocidades de corrosión se aplican a cada lado. Si la agresividad del terreno o el agua es distinta en los lados opuestos de las tablestacas, se pueden aplicar dos velocidades de corrosión diferentes.

## 9.2. Velocidades de corrosión y pérdida de espesor

La pérdida de espesor debido a **corrosión atmosférica** se puede tomar como 0,01 mm al año en atmósferas normales y 0,02 mm al año en localidades en las que las condiciones marinas pueden afectar a la estructura o con ambientes agresivos debidos a la contaminación atmosférica. Esto es lo aplicable a estructuras convencionales.

En tablestacas se produce también **corrosión en suelos**, por lo tanto los aspectos que tienen una influencia importante sobre las velocidades de corrosión son:

- El tipo de suelo.
- La variación del nivel de aguas subterráneas.
- La presencia de oxígeno.
- La presencia de contaminantes.

La **corrosión en aguas no marinas** depende del tipo de agua, de su acidez y alcalinidad, aunque éstas tengan poco efecto cuando nos encontramos en el rango de pH 4 a pH 9, que es en el que se sitúan la mayoría de aguas naturales. Las pérdidas por corrosión por inmersión en agua dulce son generalmente más bajas que para el agua de mar y las vidas útiles son proporcionalmente más largas.

La **corrosión en ambientes marinos** engloba normalmente varias zonas de exposición de diferente agresividad y por lo tanto la evaluación de la corrosión en cada una de estas zonas requiere su consideración por separado. Los factores que pueden contribuir a la pérdida de espesor de la sección debida a la corrosión localizada (por la formación de macro células galvánicas o microorganismos) no se contemplan en EC3-5, aunque se pueden consultar en [9]. Las zonas de corrosión a tener en cuenta pueden ser las mostradas en la figura 125:

- A Zona de alta corrosión (zona de salpicaduras).
- B Zona entre mareas.
- C Zona de alta corrosión (zona de marea baja).
- D Zona de inmersión permanente.
- E Zona enterrada (lado mar).
- F Anclaje.
- G Zona enterrada (lado tierra).



Los valores recomendados a tener en cuenta de pérdida de espesor por una cara son los siguientes:

**Tabla 43: Valor recomendado para la pérdida de espesor de tablestacas en suelos**

Vida útil de proyecto	5 años	25 años	50 años	75 años	100 años
Terrenos naturales sin alterar (arena, limo, arcilla, pizarra...)	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Terrenos naturales contaminados y lugares industriales	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Terrenos naturales agresivos (fangos, lodos, turba...)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Rellenos no compactados y no agresivos (arcilla, pizarra, arena, limos....)	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Rellenos agresivos y no compactados (cenizas, escoria....)	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75
<b>Notas:</b>					
1) Las velocidades de corrosión en rellenos compactados son inferiores que en los no compactados. En los rellenos compactados las cifras de la tabla deben dividirse por la mitad.					
2) Los valores dados para 5 y 25 años están basados en mediciones, mientras que los restantes valores son extrapolados.					

**Tabla 44: Valor recomendado para la pérdida de espesor de tablestacas en agua**

Vida útil de proyecto	5 años	25 años	50 años	75 años	100 años
Agua dulce común (río, canal navegación...) en zona de ataque fuerte (línea de agua)	0,15	0,55	0,90	1,15	1,40
Agua dulce muy contaminada (residuales, residuales industriales...) en zona de ataque fuerte (línea de agua)	0,30	1,30	2,30	3,30	4,30
Agua marina en climas templados en zona de ataque fuerte (zona de marea baja y zona de salpicaduras)	0,55	1,90	3,75	5,60	7,50
Agua marina en climas templados en zona de inmersión permanente o en zona entre mareas	0,25	0,90	1,75	2,60	3,50
<b>Notas:</b>					
1) La mayor velocidad de corrosión suele encontrarse en la zona de salpicaduras o en el nivel de marea baja en aguas con mareas. No obstante, en la mayoría de los casos, la mayor sollicitación a flexión se produce en la zona de inmersión permanente, como se puede ver en la figura 125.					
2) Los valores dados para 5 y 25 años están basados en mediciones mientras que los otros valores son extrapolados.					

En algunas circunstancias se puede tener experiencia previa local que lleve a la adopción de valores más altos. Para combinaciones de ambientes con pérdidas por corrosión bajas, se han observado índices de pérdidas más altos que los mostrados en las tablas, en la zona justo bajo el nivel de marea baja, por lo que se recomienda realizar inspecciones periódicas. Los rellenos recientes del trasdós o las tablestacas de contención de contaminantes o de vertederos de basuras requieren una atención especial.

### **9.3. Estrategias para aumentar la durabilidad**

En muchas situaciones, las velocidades de corrosión son bajas y el uso de sistemas de protección no es necesario, sin embargo cuando la corrosión pueda ser importante se pueden considerar las siguientes medidas para prolongar la vida de la estructura:

- El uso de espesor adicional del acero como margen de corrosión.
- El uso de recubrimiento protector (normalmente pinturas, lechada o galvanizado).
- El uso de protección catódica, con o sin recubrimiento protector.
- Proporcionar una protección de cemento, mortero o lechada en la zona de alta corrosión.

## **10. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE TRABAJO**

## 10.1. Conclusiones

Las tablestacas metálicas han cumplido casi los 200 años, y aunque ha sido necesario recorrer un largo camino, finalmente existe una Norma Europea que trata el tema de manera precisa y clara, aunque no exenta de puntos sobre los que se hace necesario seguir imaginando y desarrollando.

Los tablestacados metálicos se basan en un concepto simple, aunque no fue hasta hace poco más de 100 años que Tryggve Larsson desarrolló la tablestaca metálica de sección en U con juntas ribeteadas, lo cual supuso un cambio radical en el modo de trabajo del elemento, que pasó de ser una sección trabajando a tracción a ser un elemento principalmente a flexión.

### Instalación

Los sistemas de hincas son quizá los que más se han desarrollado, sobre todo en las últimas décadas, en las que se han introducido mejoras dirigidas a la instalación en suelos urbanos, como las prensas silenciosas, los martillos de impacto con sistema de amortiguación mediante muelles o gas inerte, los métodos combinados de prensa con sistemas de vibración de alta frecuencia o los martillos de impacto y vibración simultánea. Esto se debe a la cada vez mayor necesidad de realizar excavaciones en suelos urbanos de manera rápida, segura, rentable y con las menores incomodidades posibles para los ciudadanos. Sin embargo, la dificultad de dotar de la rigidez necesaria a los muros de tablestacas hace que se opte muy comúnmente por las pantallas de hormigón, más competitivas cuando se alcanzan profundidades de excavación de más de 6 metros.

### Materiales

El material esencialmente usado en tablestacas es el acero, convirtiéndola en una versión más ligera de la clásica pantalla de hormigón. Cabe decir que el uso de nuevos materiales como el PVC, el aluminio o los polímeros reforzados, que se está extendiendo en los Estados Unidos y Canadá, no ha llegado a cuajar por el momento en Europa, debido en parte al desconocimiento de tales aplicaciones y por otro lado a sus restricciones en cuanto a usos, ya que éstos se limitan prácticamente a los decorativos en márgenes fluviales o lacustres. Por otro lado, no existe una bibliografía de consulta clara que trate el dimensionamiento o la durabilidad de éstos materiales, a excepción del aluminio y de algún estudio sobre impactos y envejecimiento realizado por el USACE para el PVC [15]. Los usos de estos nuevos materiales se podrían tener en consideración en proyectos paisajísticos con buenos resultados.

### Cálculo

Los principios de comprobación de las secciones metálicas están bien definidos, y a pesar de las particularidades inherentes a la comprobación de tablestacas, como las reducciones por flexión transversal de chapa en presencia de presión de agua o el tema de

la flexión esviada en secciones U, existe un buen conjunto de herramientas disponibles para el dimensionamiento. No es así en el cálculo correspondiente a los aspectos geotécnicos, donde, por ser un tema más complejo, todavía existen lagunas y se recurre aún a las estimaciones y a la consabida “experiencia comparable”, principalmente en el cálculo de asentamientos en superficie. Los resultados obtenidos por los métodos de elementos finitos se están demostrando cada vez más precisos, como se puede ver en muchos estudios y tesis al respecto [98, 99, 100], pero si no se cuenta con la experiencia y formación adecuadas, en el mejor de los casos se ponen amablemente en entredicho y en las publicaciones consultadas al respecto abundan las recomendaciones sobre las precauciones a tomar. Es de esperar que el avance del conocimiento en el campo de los modelos constitutivos del terreno, a la par que el avance en el desarrollo de programas de elementos finitos que implementen estos modelos redunde en aproximaciones cada vez más fiables de las deformaciones en las excavaciones.

### **10.1. Futuras líneas de trabajo**

Aunque el diseño de tablestacados ha logrado hacerse un hueco en los Eurocódigos, esto no significa que ya no quepa lugar a nuevos horizontes para la innovación y el desarrollo. Al ser éste un trabajo con una evidente base bibliográfica, se ha tenido la oportunidad de captar las carencias en cuanto a la información disponible y por otro lado, se ha podido entrever algún tema pendiente que en futuras investigaciones se debería ampliar y que se comentan a continuación.

#### **Usos permanentes de tablestacas**

Existe muy poca bibliografía sobre usos permanentes de tablestacas, como por ejemplo tablestacas formando muros de sótano para aparcamientos de edificios o tanques de laminación de tormentas. Éste es un tema como mínimo interesante y sobre el que apenas se encuentran un par de empresas que lo mencionen. Probablemente la falta de experiencia y de criterios de diseño para este tipo de uso, como los detalles constructivos, el tratamiento de los forjados en su unión a los perfiles o los límites en las deformaciones, hacen que tanto los clientes como las ingenierías no se hayan planteado éste tema.

Otro aspecto a tener en cuenta en lo referente a los usos permanentes de tablestacas es el cálculo de la resistencia al fuego. En el departamento de Mécanique des Solides et des Matériaux (MSM) de la Universidad de Lieja, se llevó a cabo en 2005 una investigación sobre la influencia del tipo de suelo en el trasdós así como la presencia de agua en la temperatura del tablestacado sometido a un incendio normalizado, aunque no se ha conseguido hacer gran difusión de las conclusiones y del método de cálculo propuesto.

#### **Cálculo de los diferentes elementos**

Aunque el cálculo de los perfiles está en general bien definido, no resulta concluyente cómo escoger el módulo resistente para las condiciones de hinca. Se debería establecer una relación entre un ensayo común del suelo, como podría ser el ampliamente utilizado SPT, y

el módulo necesario para las condiciones existentes, facilitando el diseño ya que en ocasiones es el módulo resistente necesario para la hincada el que determina el dimensionamiento.

La unión de forjados a muros de tablestacas no está bien explicada en las pocas referencias que existen sobre el tema, y los detalles constructivos disponibles no están justificados. Las uniones se materializan mediante conectadores metálicos o cercos soldados a los perfiles, por lo que la comprobación probablemente se pueda llevar a cabo siguiendo los criterios expuestos para estructuras mixtas en EC4 [101], aunque debería existir alguna referencia de cálculo que tratase el tema.

También se echa de menos alguna formulación en cuanto a los anclajes pretensados. Se hace mención a ellos, sin embargo no se profundiza en el cálculo o comprobación de estos elementos. En proyectos en los que las deformaciones admisibles en el tablestacado son pequeñas, el pretensado de los anclajes es altamente recomendable. La falta de directrices sobre todo en ambientes corrosivos hace más difícil el diseño de este tipo de anclajes.







## **11. REFERENCIAS**





- [1] Disponible en: <http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/showpage.php?id=31> [Consulta: Febrero 2009].
- [2] EUROPEAN COMMISSION. STANDING COMMITTEE ON CONSTRUCTION. *Guidance Paper L - Application and use of Eurocodes*. Bruselas: Construct 03/629 Rev.1, 2003.
- [3] SEDLACEK, G.; FELDMANN, M.; HARTMANN-LINDEN, R.; DAHL, W.; KALINOWSKI, B. *Determination of b/t Ratios in Order to Classify Steel Sheet Pile Wall Sections for Plastic Design*. Technical report de la Universidad Técnica de Renania-Westfalia, Institute for Steel Construction, 1994.
- [4] HARTMANN-LINDEN, R.; KORT, D. A.; MEYRER, M.; SCHMITT, A.; SEDLACEK, G.; VAN TOL, F. *Development of Unified Design Rules for Steel Sheet Piles and Introduction in Eurocode 3, Part 5*. CEC Agreement 7210-SA 127/523/840, ECSC, 1997.
- [5] HARTMANN-LINDEN, R. *Load-carrying capacity of steel sheet pile walls*. Tesis doctoral de la Universidad Técnica de Renania-Westfalia, 2001
- [6] KORT, D. A. *Steel Sheet Pile Walls in Soft Soil*. Tesis doctoral de la Universidad Técnica de Delft, 2002.
- [7] FLEMING, K.; WELTMAN, A.; RANDOLPH, M.; ELSON, K. *Piling Engineering*. Londres: Taylor & Francis, 3<sup>rd</sup> Edition, 2008.
- [8] DE LA PEÑA OLIVAS, J.M.; PRADA ESPADA, J.M. «Ingeniería Romana a Comienzos de Nuestra Era». *Revista de Obras Públicas*, nº 3.351, 55-73, 1996.
- [9] ARCELORMITTAL. *Piling handbook*. Luxemburgo: 8<sup>th</sup> Edition, 2008.
- [10] ANKER-SCHROEDER. *Verankerung-Anchorage*. Dortmund: ISPC, 2002.
- [11] USACE. *EM 1110-2-2504: Design of sheet pile walls*. Washington D.C.: Department of the Army, 1996.
- [12] TESP. *Installation of steel sheet piles*. Luxemburgo: Reimpreso en 2004.
- [13] CEN. *Eurocode 3 – Design of steel structures. Part 1-10: Material toughness and through-thickness properties*. Bruselas, 2003.
- [14] CEN. *Eurocode 3 – Design of steel structures. Part 5: Piling*. Bruselas, 2007.
- [15] DUTTA, P. K.; VAIDYA, U. *Study of long term applications on vinyl sheet piles*. Washington: ERDC/CRREL, 2003.

- [16] Disponible en: [http://www.fortius.be/PDF/SP Caracteristicas GFRP.PDF](http://www.fortius.be/PDF/SP%20Caracteristicas%20GFRP.PDF) [Consulta: Junio 2009].
- [17] USACE. *EM 1110-2-1614: Design of coastal revetments, seawalls and bulkheads*. Washington D.C.: Department of the Army, 1995.
- [18] MÜLLER-BRESLAU, H. *Erddruck auf Stützmauern*. Stuttgart: Alfred Kröner Verlag, 1947.
- [19] BRINCH HANSEN, J. *Earth Pressure Calculation*. Tesis doctoral de la Universidad de Copenhagen, 1953.
- [20] PUERTOS DEL ESTADO. *ROM 0.5-05*. Madrid: Ministerio de Fomento, 2005.
- [21] KERISEL, J.; ABSI, E. *Active and Passive Earth Pressure Tables*. Rotterdam: Balkema, 3<sup>rd</sup> Edition, 1990.
- [22] CEN. *Eurocode 7 – Geotechnical design. Part 1: General rules*. Bruselas, 1999.
- [23] HOESCH SPUNDWAND UND PROFIL GMBH. *Sheet Piling handbook: Design*. Hamburgo: 2008.
- [24] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. *DIN 18136:2003. Soil, investigation and testing – Unconfined compression test*. Berlín: 2003.
- [25] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. *DIN 4085:2008. Subsoil – Calculation of earth-pressure*. Berlín: 2008.
- [26] USACE. *EM 1110-2-1901: Engineering and Design - Seepage Analysis and Control for Dams with CH 1*. Washington D.C.: Department of the Army, 1993.
- [27] PUERTOS DEL ESTADO. *ROM 0.2-90*. Madrid: Ministerio de Fomento, 1990.
- [28] PUERTOS DEL ESTADO. *ROM 0.3-91*. Madrid: Ministerio de Fomento, 1991.
- [29] USAEWES. *Shore Protection Manual; Vols 1 and 2*. Vicksburg, Massachussets: Coastal Engineering Research Center, 1984.
- [30] CEN. *Eurocódigo 1 – Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 3: Acciones del tráfico en puentes*. Bruselas, 1998.
- [31] CEN. *Eurocode 1 – Actions on structures. Part 1-7: Accidental actions*. Bruselas, 1998.
- [32] USACE. *MIL-HDBK-1025/1: Piers and wharves*. Washington D.C.: Department of the Navy, 1990.

- [33] CEN. *Eurocódigo 1 – Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 2-6: Acciones en estructuras. Acciones durante la ejecución*. Bruselas, 1998.
- [34] USACE. *EM 1110-2-1612: Engineering and Design – Ice Engineering*. Washington D.C.: Department of the Army, 2002.
- [35] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. *ISO 12494:2001: Atmospheric icing on structures*. Geneva: ISO central secretariat, 2001.
- [36] CEN. *Eurocódigo 1 – Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 2-4: Acciones en estructuras. Acciones del viento*. Bruselas, 1998.
- [37] ASCE. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia: 2006.
- [38] CEN. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for building*. Bruselas, 2005.
- [39] USACE. *EM 1110-2-2502: Engineering and Design – Retaining and Flood Walls*. Washington D.C.: Department of the Army, 1989.
- [40] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. *DIN 1054:2005. Subsoil – Verification of the safety of earthworks and foundations*. Berlín: 2005.
- [41] WEIBENBACH, A.; HETTLER, A. *Calculation of excavation walls according to the new DIN 1054*. Bautechnik, Vol. 80 Issue 12, p. 857-874, 2003.
- [42] SMOLTCZYK, U. *Geotechnical engineering handbook*. Berlín: Ernst & Sohn, 6<sup>th</sup> Edition, 2003.
- [43] DGGT. *Recommendations on excavations: EAB*. Berlín: Ernst & Sohn, 2<sup>nd</sup> Edition. 2008.
- [44] DGGT. *Recommendations of the Committee for Waterfront Structures - Harbours and Waterways: EAU*. Berlín: Ernst & Sohn, 8<sup>th</sup> Edition, 2006.
- [45] C. R. I. CLAYTON, C.R.I.; MILITITSKY, J.; WOODS, R. I. *Earth pressure and earth-retaining structures*. Londres: Taylor & Francis, 1993.
- [46] WEIBENBACH, A. *Baugruben Teil II – Berechnungsgrundlagen*. Berlín: Ernst & Sohn, 1985.
- [47] WEIBENBACH, A. *Baugruben Teil III – Berechnungsverfahren*. Berlín: Ernst & Sohn, 2001.
- [48] BLUM, H. *Einspannungsverhältnisse bei Bohrwerten*. Berlín: Ernst & Sohn, 1931.
- [49] LACKNER, E. *Berechnung mehrfach gestützter Spundwände*. Berlín: Ernst & Sohn, 1950.

- [50] J. BRINCH HANSEN. *Earth Pressure Calculation*. Tesis doctoral de la Universidad de Copenhague, 1953.
- [51] WINDELS, R. *Berechnung von Bohrwerten nach dem Traglastverfahren*. Bautechnik, Vol 36 Issue 6, p. 212–220, 1959.
- [52] WINDELS, R. *Berechnung von Bohrwerten mit geradlinig begrenzten Erddruckflächen nach dem Traglastverfahren*. Bautechnik, Vol 40 Issue 10, p. 339–345, 1963.
- [53] WINDELS, R. *Bohrwände und Traglastverfahren*. Bautechnik, Vol. 47 Issue 9, p. 300–305, 1970.
- [54] WEIBENBACH, A. *Berechnung von mehrfach gestützten Baugrubenspundwänden und Trägerbohwänden nach dem Traglastverfahren*. Strasse Brücke Tunnel, p. 17–23, 38–42, 67–74, 130–136, 1969.
- [55] STEENFELT, J.S.; HAAHR, F. *Impact of safety factors in design of retaining structures*. Proceedings International Symposium on Limit State Design, Copenhagen. Vol. 1, p. 295–304, 1993.
- [56] VAN TOL, A.F.; KORT, D.A. *Limit state design for steel sheet pile walls*. Proceedings of the Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg. Vol. 2, p. 1351–1354, 1997.
- [57] BOWLES, J. E. *Foundation Analysis and Design*. New York: McGraw-Hill, 5<sup>th</sup> Edition, 2002.
- [58] CRAIG, R.E. *Soil Mechanics*. London: Taylor & Francis, 7<sup>th</sup> Edition, 2004.
- [59] LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. *Soil Mechanics*. New Jersey: John Wiley & Sons, 1969.
- [60] BRINCH HANSEN, J. *The internal forces in a circle of rupture*. The Danish Geotechnical Institute, Bulletin Num. 2. 1957.
- [61] ROWE, P.W. *Anchored sheet-pile walls*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part1, Vol. 1, p. 27-70, 1952.
- [62] COMISIÓN PERMANENTE DE ESTRUCTURAS DE ACERO. *Instrucción EAE (Documento 0)*. Madrid: Ministerio de Fomento, 2004.
- [63] CEN. *Eurocode 3 – Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Bruselas, 2005.
- [64] PECK, R. B. *Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics*. Geotechnique, Vol. 19, Issue 2, p. 171-187. 1969.

- [65] POTTS, D.; AXELSSON, K.; GRANDE, L.; SCHWEIGER, H. F.; LONG, M. *Guidelines for the use of advanced numerical analysis*. London: Thomas Telford, 2002.
- [66] MEIBNER, H. *Recommendations of DGGT study group "Numerik in der Geotechnik" – Part 1: Modellbildung*. Geotechnik, Vol. 14, p. 1-10, 1991.
- [67] MEIBNER, H. *Recommendations of DGGT study group "Numerik in der Geotechnik" – Part 2: Tunnelbau unter Tage*. Geotechnik, Vol. 19, p. 99-108, 1996.
- [68] MEIBNER, H. *Recommendations of DGGT study group "Numerik in der Geotechnik" – Part 3: Baugruben*. Geotechnik, Vol. 25, Issue 1, p. 44-56, 2002.
- [69] SCHANZ, T. *Recommendations of DGGT study group "Numerik in der Geotechnik" – Part 4: Aktuelle Entwicklungen bei Standsicherheits- und Verformungsberechnungen in der Geotechnik*. Geotechnik, Vol. 29, Issue 1, p. 13-27, 2006.
- [70] HÜGEL, H. M. *Qualitätssicherung bei der Anwendung der Finite-Elemente-Methode in der Geotechnik*. Joint Conference on Quay Walls, Institute of Geotechnics & Construction. Hamburg, Num. 7, p. 51-96, 2004.
- [71] HÜGEL, H. M. *FEM – Fehlerquellen, Fehlereffekte – Qualitätssicherung*. FEM in der Geotechnik – Qualität, Prüfung, Fallbeispiele. Institute of Geotechnics & Construction, Hamburg, No. 10, p. 3-52, 2005.
- [72] BATHE, K.-J. *Finite-Elemente-Methoden*. Berlin: Springer, 2002.
- [73] WRIGGERS, P. *Nonlinear Finite Element Methods*. Berlin: Springer, 2009
- [74] SCHWEIGER, H.F. *Results from numerical benchmark exercises in geotechnics*. 5<sup>th</sup> European Conf. Numerical Methods in Geotechnical Engineering. Presses de l'École nationale des Ponts et Chaussées, Paris, p. 305-314, 2002.
- [75] TERZAGHI, K. *Theoretical soil mechanics*. New York: Wiley, 1943.
- [76] BJERRUM, L.; EIDE, O. *Stability of strutted excavations in clay*. Geotechnique, Vol. 6, p. 32-47, 1956.
- [77] NAVFAC. *Design Manual 7.2 – Foundation and earth structures*. Washington, DC: Department of Navy, Naval Facilities Engineering Command, 1982.
- [78] CEN. *Eurocode 0 – Basis of structural design*. Bruselas, 2001.
- [79] PULLER, M. *Deep Excavations: A practical manual*. London: Thomas Telford, 2<sup>nd</sup> Edition, 2003.



- [80] CEN. *Eurocode 3 – Design of steel structures. Part 1-5: Plated structural elements*. Bruselas, 2004.
- [81] CEN. *Eurocode 3 – Design of steel structures. Part 1-3: Supplementary rules for cold-formed members and sheeting*. Bruselas, 2006.
- [82] CEN. *Eurocode 3 – Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints*. Bruselas, 2003.
- [83] AEN/CTN 36 – SIDERURGIA. *EN 10248: Tablestacas de acero no aleado laminadas en caliente*. Madrid: AENOR, 1996.
- [84] AEN/CTN 103 - GEOTECNIA. *EN 12063: Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Tablestacas*. Madrid: AENOR, 2000.
- [85] CUR DUTCH CENTRE FOR CIVIL ENGINEERING RESEARCH AND CODES. *CUR 166 – Sheet piling structures*. Gouda: CUR, 5<sup>th</sup> Edition, 2005.
- [86] HEBERT, P. ; QUEDINEL, R.; REYNAULD, P. Y. *Report on an experiment conducted during the construction of a sheet-piling wharf at the port of Le Havre (roll on/roll off pier no.3)*. KVIV 7<sup>th</sup> International Harbour Congress, Antwerpen, p. (1.12/1)-(1.12/8), 1978.
- [87] GIGAN, J. P. *Expérimentation d'un rideau de palplanches ancré par tirants actifs*. Bulletin Liaison Laboratoire des Ponts et Chaussées, Vol. 129, p. 5–20, 1984.
- [88] OU, C. Y. *Deep Excavation: Theory and practice*. London: Taylor & Francis, 2006.
- [89] BOONE, S. J. *Ground-Movement-Related Building Damage*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 122, Issue 11, p. 886-896, 1996.
- [90] BURLAND, J. B.; WROTH, C. P. *Settlement of buildings and associated damage*. Conf. Settlement of structures, Cambridge, p. 611-654, 1974.
- [91] PECK, R. B. *Deep excavations and tunnelling in soft ground*. 7<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, p. 225-290, 1969.
- [92] CLOUGH, G. W.; O'ROURKE T. D. *Construction induced movements of in situ walls*. Design and Performance of Earth Retaining Structures, Geotechnical Special Publication n° 25, New York, ASCE, p. 439-470, 1990.
- [93] HSIEH, P. G.; OU, C. Y. *Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 35, Num. 6, p. 1004-1017, 1998.
- [94] WOODS, P. *Screening of surface waves in soils*. Journal of Soil Mechanics & Foundation Divisions, New York, ASCE, Vol. 94, p. 951-79, 1968.

- [95] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. *DIN 4150-1:2001. Structural vibration - Part 1: Prediction of vibration parameters*. Berlín: 2001.
- [96] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. *DIN 4150-3:1999. Structural vibration - Part 3: Effects of vibration on structures*. Berlín: 1999.
- [97] GRABE, J.; MAHUTKA, K. P. *Finite Elemente Analyse zur Vibrationsrammung von Pfählen*. Bautechnik, Vol. 82, Issue 9, p. 632-640, 2005.
- [98] SHUKOR, F. B. *Comparison of back analysis and measured lateral displacement of cantilever diaphragm wall*. Tesina d'especialitat UTM, 2009.
- [99] TEFERA, T. H.; NORDAL, S.; GRANDE, L.; SANDVEN, R.; EMDAL, A. *Ground settlement and wall deformation from a large scale model test on a single strutted sheet pile wall in sand*. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, Vol. 6, Issue 2, p. 01-13, 2006.
- [100] HUAT, N. *Numerical modeling of diaphragm wall in Kuala Lumpur limestone formation*. Tesina d'especialitat UTM, 2008.
- [101] CEN. *Eurocode 4 – Design composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Bruselas, 2004.

