

PRUEBAS SELECTIVAS ACCESO AL CUERPO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS DE LA COMUNIDAD AUTONOMA DE LA REGION DE MURCIA.

PRUEBA PRÁCTICA

APARTADO 1: (1,5 PUNTOS desglosados en: a) 0,5 puntos + b) 0,5 puntos + c) 0,5 puntos)

Se solicita que se conteste de forma razonada y justificada, en base a la legislación vigente a las siguientes cuestiones:

a) Si es legalmente posible incluir en los pliegos de cláusulas administrativas o de prescripciones técnicas del concurso abierto que se desea convocar para la adjudicación de un proyecto de obras de: "*Construcción de Depósito de Agua Potable en la población de XXXXX (Murcia)*", por un importe de 450.000 euros, como gastos a cargo del adjudicatario de dicho concurso: el importe del visado por el Colegio profesional correspondiente del proyecto redactado por los Servicios Técnicos de la Comunidad Autónoma, y los importes de la Dirección de Obra y de la Coordinación de Seguridad y Salud de los proyectos a desarrollar.

b) Cuando el **menor plazo de ejecución** es uno de los criterios de valoración del concurso, que se tiene en cuenta para su adjudicación y no se cumple por la empresa adjudicataria por causa que le es imputable ¿Es legalmente posible la imposición de sanciones o la concesión de prórrogas o hay que proceder a la resolución del contrato por incumplimiento del plazo? ¿Debe dar cuenta de este retraso el Director de la Obra al órgano de Contratación? ¿Si no es así, es responsable el Representante de la Administración cuando firma el Acta de Recepción de las obras?

c) Si el proyecto de las obras no reuniese los requisitos previstos en el Texto Refundido de la Ley de Contratos del Sector Público y del Reglamento General de Contratación, ¿A quién se le podría imputar la responsabilidad?

APARTADO 2: (1,5 PUNTOS)

Se dispone en el Servicio X, dependiente de la Dirección General y de la CARM, competente en este tipo de actuaciones, de un proyecto relativo a una obra redactado por una Asistencia Técnica, por importe de 552.040,00 € (IVA incluido). El citado proyecto ha sido objeto de aprobación por el órgano competente.

Indique los distintos pasos de la tramitación administrativa ordinaria (no se consideraran posibles modificaciones de obra ni obras complementarias) de la citada actuación en su ejecución, a tenor de lo dispuesto en el Texto Refundido la Ley de Contratos del Sector Público , así como aquella otra normativa que a su criterio le fuese de aplicación.

Se deberá extender la tramitación hasta la finalización administrativa de la misma.

PRUEBAS SELECTIVAS ACCESO AL CUERPO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS DE LA COMUNIDAD AUTÓNOMA DE LA REGIÓN DE MURCIA.

EJERCICIO PRÁCTICO

Se quiere analizar la situación actual de una carretera de la Red Regional de la Comunidad de Murcia, entre los PK 7+500 y el 11+030.

Los datos de aforos de esta carretera son los siguientes:

AÑO	IMD	AÑO	IMD
2004	3030	2010	2653
2005	3733	2001	2633
2006	3799	2012	2424
2007	3432	2013	2189
2008	3599	2014	2479
2009	2854		

Además se dispone de los siguientes datos de accidentalidad:

PK	Nº ACCIDENTES	PK	Nº ACCIDENTES
7+400	2	9+600	1
7+900	1	10+000	1
8+000	1	10+100	1
8+300	3	10+500	1
8+500	1	10+700	1
8+600	1	10+800	2
8+900	1	11+000	1
9+000	1		

La sección transversal de esta carretera consiste en dos carriles de 3,5 m de anchura y arcenes variables de 0 a 0,5 m, encontrándose mayoritariamente sin arcenes. En general la carretera carece de bermas, y las cunetas longitudinales son triangulares de taludes 1/1 y de profundidad variable.

En cuanto a los sistemas de contención, hemos de indicar que se disponen de dos tipos:

En la estructura existente en el PK 10+250 se dispone de barandillas conformadas con elementos tubulares. En el resto del trazado **todos los desniveles** están protegidos con la correspondiente barrera. El tipo de barrera instalada es en todos los casos del tipo BMSNA con postes de sustentación, que dependiendo de su fecha de colocación son IPN 100/120 o perfiles C 120.

En cuanto a los sistemas de protección de motoristas, todos los tramos curvos cuya instalación es recomendada en la normativa en vigor, se encuentran con el sistema instalado, por lo que los tramos curvos se considera que están perfectamente adaptados a esta normativa.

Con los datos indicados anteriormente, y con la documentación aportada adjunta:

1. Realizar un análisis del trazado actual de la carretera tanto en planta como en alzado desde el punto de vista de la Seguridad Vial **(2 Puntos)**
2. Indicar los puntos que se consideren más conflictivos **(1 Punto)**
3. Realizar un diagnóstico de la situación en conjunto de la carretera indicando las actuaciones de mejora que se propondrían para aumentar la Seguridad Vial del tramo en conjunto **(2 Puntos)**
4. Estudiar la corrección de trazado en planta de la carretera en conjunto o de los tramos de ella que se considere necesario, y proponer una solución aproximada de la misma, indicando los objetivos que se pretende con la corrección y definiéndola lo máximo posible **(2 Puntos)**

PRUEBAS SELECTIVAS ACCESO AL CUERPO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS DE LA COMUNIDAD AUTONOMA DE LA REGION DE MURCIA.

SUPUESTO PRÁCTICO.

Valoración 7 ptos.

La población X, que tradicionalmente se ha venido abasteciendo desde una batería de pozos, por problemas de sobreexplotación e intrusión salina, debe modificar su sistema de captación en alta para lo cual se han analizado dos posibles alternativas: OPCION A Y OPCION B.

En ambas opciones se puede realizar una toma desde una conducción en lámina libre del sistema general de abastecimiento en alta de la Mancomunidad de municipios a la que pertenece la citada población, es decir se trata de conducciones de agua potable, que deberán finalizar en un depósito de regulación y reserva, el mismo para ambas opciones.

Los datos topográficos (terreno) así como cotas hidráulicas relevantes se aportan en croquis que se adjuntan (expresados en mts).

Los datos de población estimada para el horizonte de planificación para el que se quiere dimensionar el sistema de abastecimiento en alta son:

Población estable: 60.000 habitantes

Población estival: 20.000 habitantes/mes, que se extiende a los meses de julio, agosto y septiembre.

La curva de demanda mensual (en % respecto al total anual) estimada para la población estable es:

Mes	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sept	
%	6.5	6.5	6.5	7.5	7.5	7.5	9.0	9.5	10.0	10.0	10.0	9.5	100

Determinar:

- a) El predimensionamiento de las dos opciones planteadas, indicando en cada caso los distintos elementos de que deberían constar, debiendo determinar sus características geométricas y resistentes de la impulsión así como las características (tipología, materiales, etc) de los elementos electromecánicos que se consideren esenciales. (5 ptos)
 - a. Dimensionamiento hidráulico 3 ptos
 - b. Descripción de las instalaciones 2 Ptos

- b) La solución más ventajosa, entre las dos planteadas, desde un punto de vista económico en función de una posible tarifa de utilización de aguas, para lo cual al menos se valoraran de manera simplificada los elementos principales de ambas soluciones, con la información facilitada relativa a los costes de inversión.(2 ptos)

La citada tarifa comprenderá al menos la amortización de la inversión (tasa del 4% durante 25 años), gastos administración y conservación (1% de la inversión en la opción A y 2% de la inversión en la opción B) y el coste de la energía (se maneja un precio medio de 0.10 €/kwh y volumen a suministrar el correspondiente a la población estimada en el horizonte de planificación). Todos los costes indicados se consideran como finales impuestos excluidos.

Opción A: Consta de una captación, mediante toma en canal, a la cota hidráulica 618,00 mts y una conducción de 5350 mts de longitud. El punto de entrega es el citado depósito, de capacidad a determinar, con cota hidráulica de entrada 498,50 mts.

Opción B: Consta de una captación mediante toma en canal, a la cota hidráulica en aspiración de 343,59 mts, con una arqueta de toma y estación elevadora e impulsión, de características hidráulicas y energéticas a determinar. El punto de entrega, tal y como ya se ha indicado, es el citado depósito, con cota hidráulica de entrada 498,50 mts.

NOTAS:

Las cotas se entienden son absolutas (msnm)

Para el cálculo de la amortización de la inversión se utilizará la fórmula de anualidad

$$a = \frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1}$$

siendo i= tasa de amortización

n = número de años en el que se amortiza la inversión.

El coste de inversión correspondiente a la estación de bombeo se determinara por la expresión:

$$I = 0,25 * (-3,3 * 10^{-7} (q * h)^2 + 0,01373 q * h + 0,719)$$

Siendo:

I= coste de la inversión (millones de euros)

h: altura manométrica de la elevación (mts)

q= caudal de diseño (m³/s)

El coste de inversión unitario correspondiente a las impulsiones y/o tuberías a presión se determinara de la fig.nº 76, que se adjunta.

Cualquier otro dato que se considere preciso para la resolución del supuesto práctico será adoptado de manera razonada por los aspirantes.

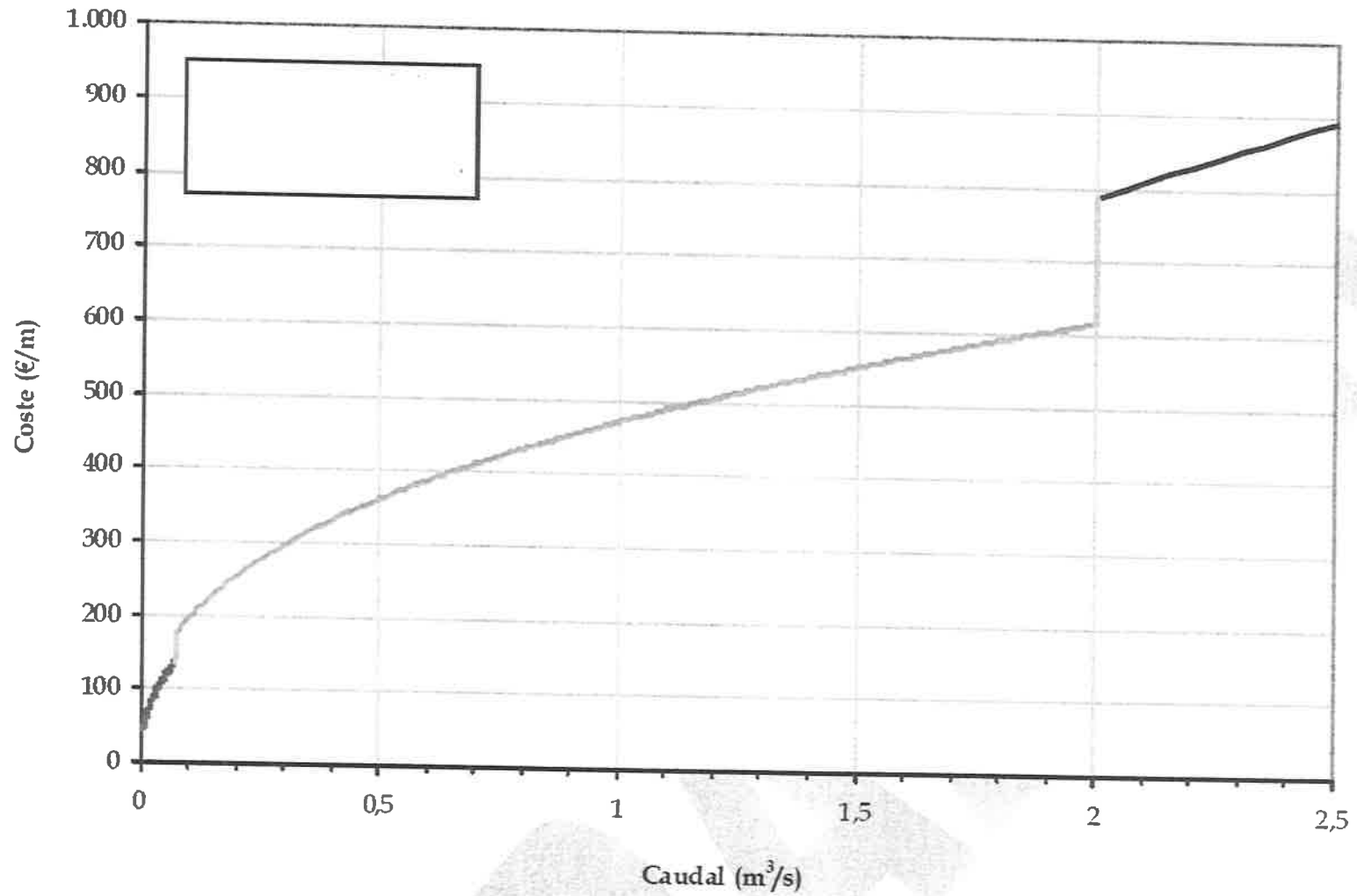
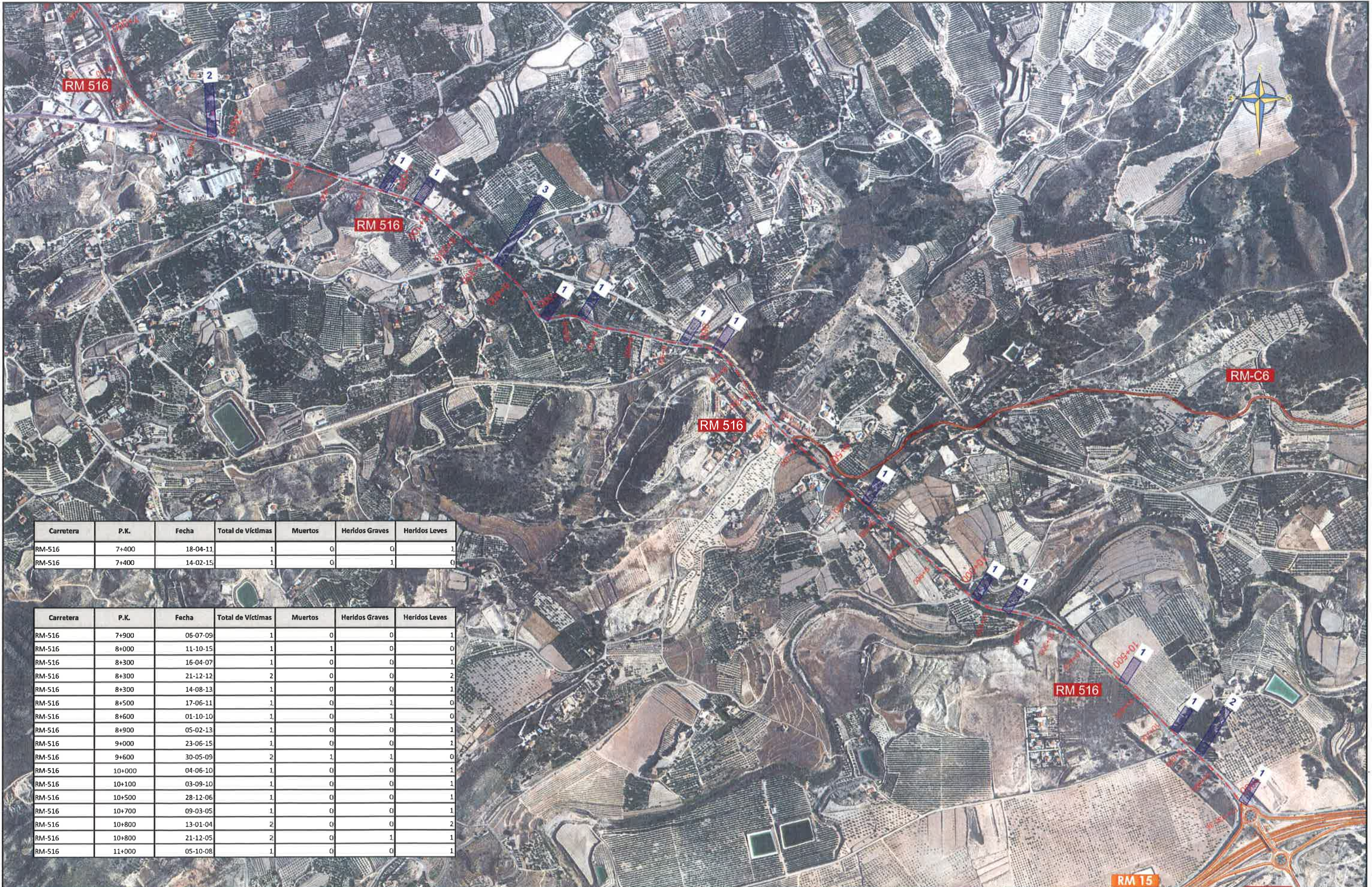












Figura 76. Impulsiones y/o tuberías a presión. Coste de inversión. Detalle para caudales bajos.



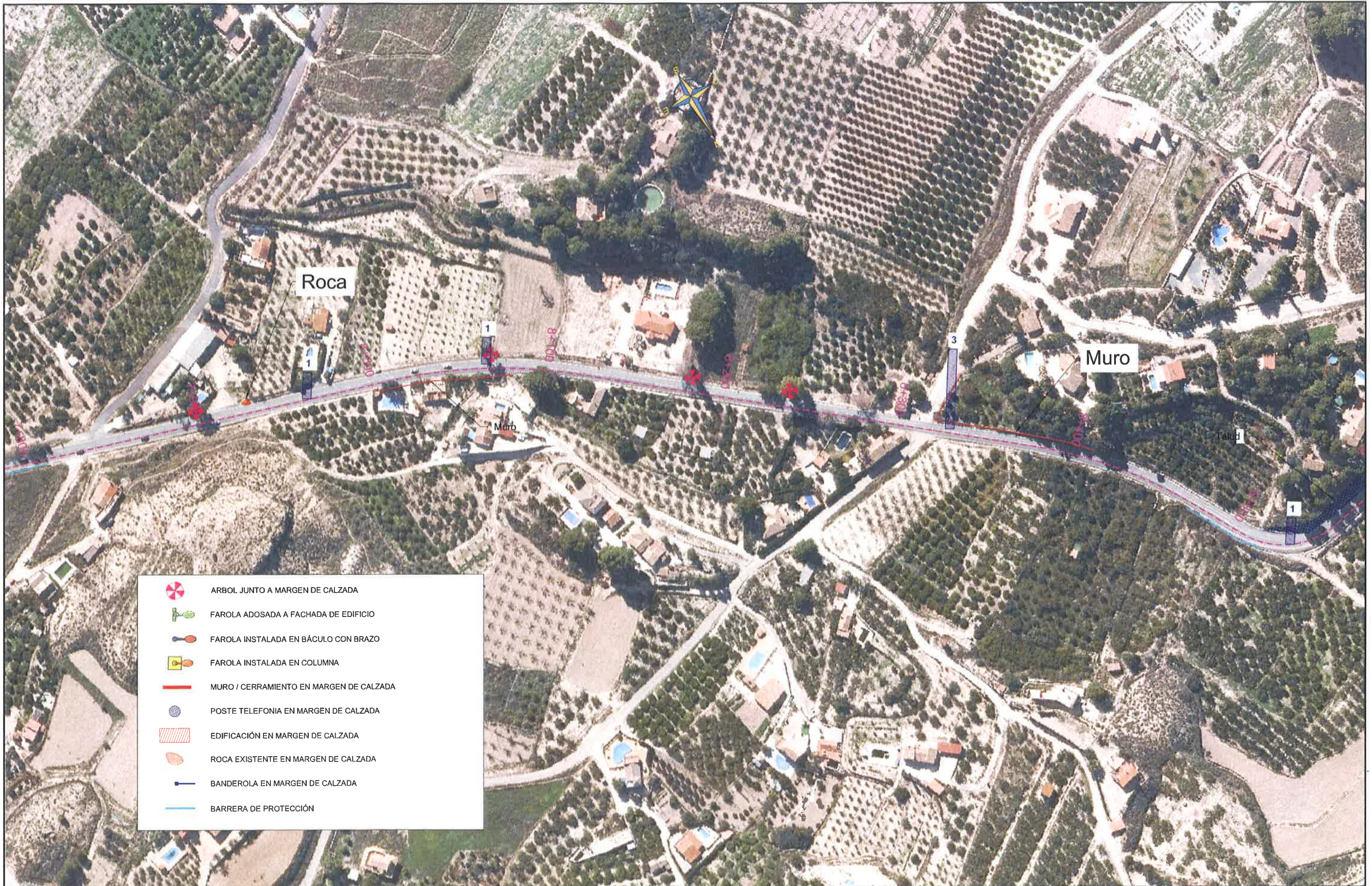
Carretera	P.K.	Fecha	Total de Víctimas	Muertos	Heridos Graves	Heridos Leves
RM-516	7+400	18-04-11	1	0	0	1
RM-516	7+400	14-02-15	1	0	1	0


Carretera	P.K.	Fecha	Total de Víctimas	Muertos	Heridos Graves	Heridos Leves
RM-516	7+900	06-07-09	1	0	0	1
RM-516	8+000	11-10-15	1	1	0	0
RM-516	8+300	16-04-07	1	0	0	1
RM-516	8+300	21-12-12	2	0	0	2
RM-516	8+300	14-08-13	1	0	0	1
RM-516	8+500	17-06-11	1	0	1	0
RM-516	8+600	01-10-10	1	0	1	0
RM-516	8+900	05-02-13	1	0	0	1
RM-516	9+000	23-06-15	1	0	0	1
RM-516	9+600	30-05-09	2	1	1	0
RM-516	10+000	04-06-10	1	0	0	1
RM-516	10+100	03-09-10	1	0	0	1
RM-516	10+500	28-12-06	1	0	0	1
RM-516	10+700	09-03-05	1	0	0	1
RM-516	10+800	13-01-04	2	0	0	2
RM-516	10+800	21-12-05	2	0	1	1
RM-516	11+000	05-10-08	1	0	0	1



-  ARBOL JUNTO A MARGEN DE CALZADA
-  FAROLA ADOSADA A FACHADA DE EDIFICIO
-  FAROLA INSTALADA EN BÁCULO CON BRAZO
-  FAROLA INSTALADA EN COLUMNA
-  MURO / CERRAMIENTO EN MARGEN DE CALZADA
-  POSTE TELEFONIA EN MARGEN DE CALZADA
-  EDIFICACIÓN EN MARGEN DE CALZADA
-  ROCA EXISTENTE EN MARGEN DE CALZADA
-  BANDEROLA EN MARGEN DE CALZADA
-  BARRERA DE PROTECCIÓN

Edificación



-  ARBOL JUNTO A MARGEN DE CALZADA
-  FAROLA ADOSADA A FACHADA DE EDIFICIO
-  FAROLA INSTALADA EN BÁCULO CON BRAZO
-  FAROLA INSTALADA EN COLUMNA
-  MURO / CERRAMIENTO EN MARGEN DE CALZADA
-  POSTE TELEFONIA EN MARGEN DE CALZADA
-  EDIFICACIÓN EN MARGEN DE CALZADA
-  ROCA EXISTENTE EN MARGEN DE CALZADA
-  BANDEROLA EN MARGEN DE CALZADA
-  BARRERA DE PROTECCIÓN



-  ARBOL JUNTO A MARGEN DE CALZADA
-  FAROLA ADOSADA A FACHADA DE EDIFICIO
-  FAROLA INSTALADA EN BÁCULO CON BRAZO
-  FAROLA INSTALADA EN COLUMNA
-  MURO / CERRAMIENTO EN MARGEN DE CALZADA
-  POSTE TELEFONIA EN MARGEN DE CALZADA
-  EDIFICACIÓN EN MARGEN DE CALZADA
-  ROCA EXISTENTE EN MARGEN DE CALZADA
-  BANDEROLA EN MARGEN DE CALZADA
-  BARRERA DE PROTECCIÓN





-  ARBOL JUNTO A MARGEN DE CALZADA
-  FAROLA ADOSADA A FACHADA DE EDIFICIO
-  FAROLA INSTALADA EN BÁCULO CON BRAZO
-  FAROLA INSTALADA EN COLUMNA
-  MURO / CERRAMIENTO EN MARGEN DE CALZADA
-  POSTE TELEFONIA EN MARGEN DE CALZADA
-  EDIFICACIÓN EN MARGEN DE CALZADA
-  ROCA EXISTENTE EN MARGEN DE CALZADA
-  BANDEROLA EN MARGEN DE CALZADA
-  BARRERA DE PROTECCIÓN

Poste Telefonía



-  ARBOL JUNTO A MARGEN DE CALZADA
-  FAROLA ADOSADA A FACHADA DE EDIFICIO
-  FAROLA INSTALADA EN BÁCULO CON BRAZO
-  FAROLA INSTALADA EN COLUMNA
-  MURO / CERRAMIENTO EN MARGEN DE CALZADA
-  POSTE TELEFONIA EN MARGEN DE CALZADA
-  EDIFICACIÓN EN MARGEN DE CALZADA
-  ROCA EXISTENTE EN MARGEN DE CALZADA
-  BANDEROLA EN MARGEN DE CALZADA
-  BARRERA DE PROTECCIÓN



$V_p = C-80$

VARIANTTE

Casa Santa Elena

San Andres

RM-516



DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS
Servicio de Explotación y Seguridad Vial

ESCALA:
1 / 2.000

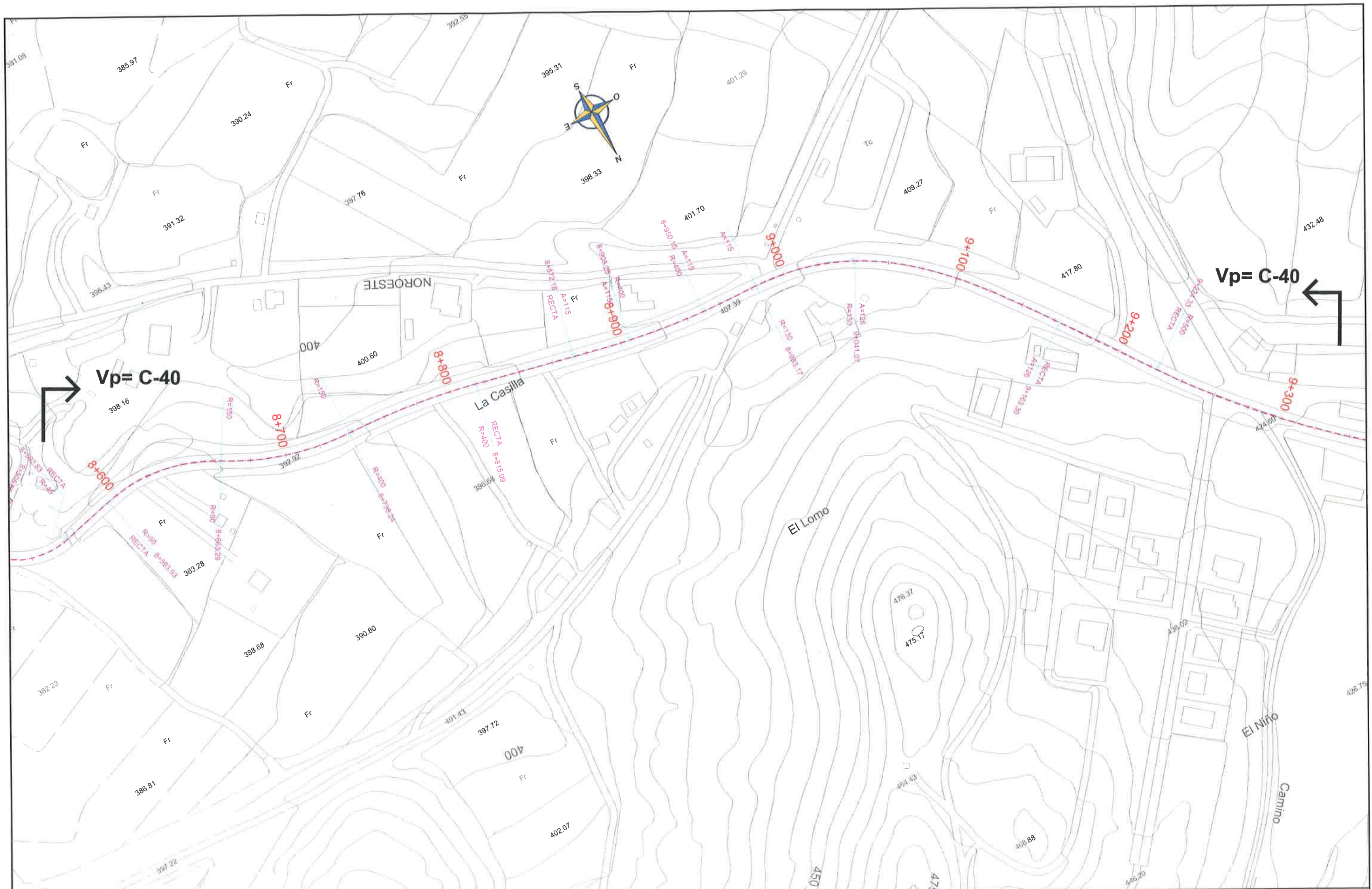
Nº PLANO:
HOJA 01 DE 06

DESIGNACIÓN DEL PLANO:
PLANTA GENERAL DE TRAZADO EN PLANTA CON VELOCIDADES DE PROYECTO EN CARRETERA RM-516.

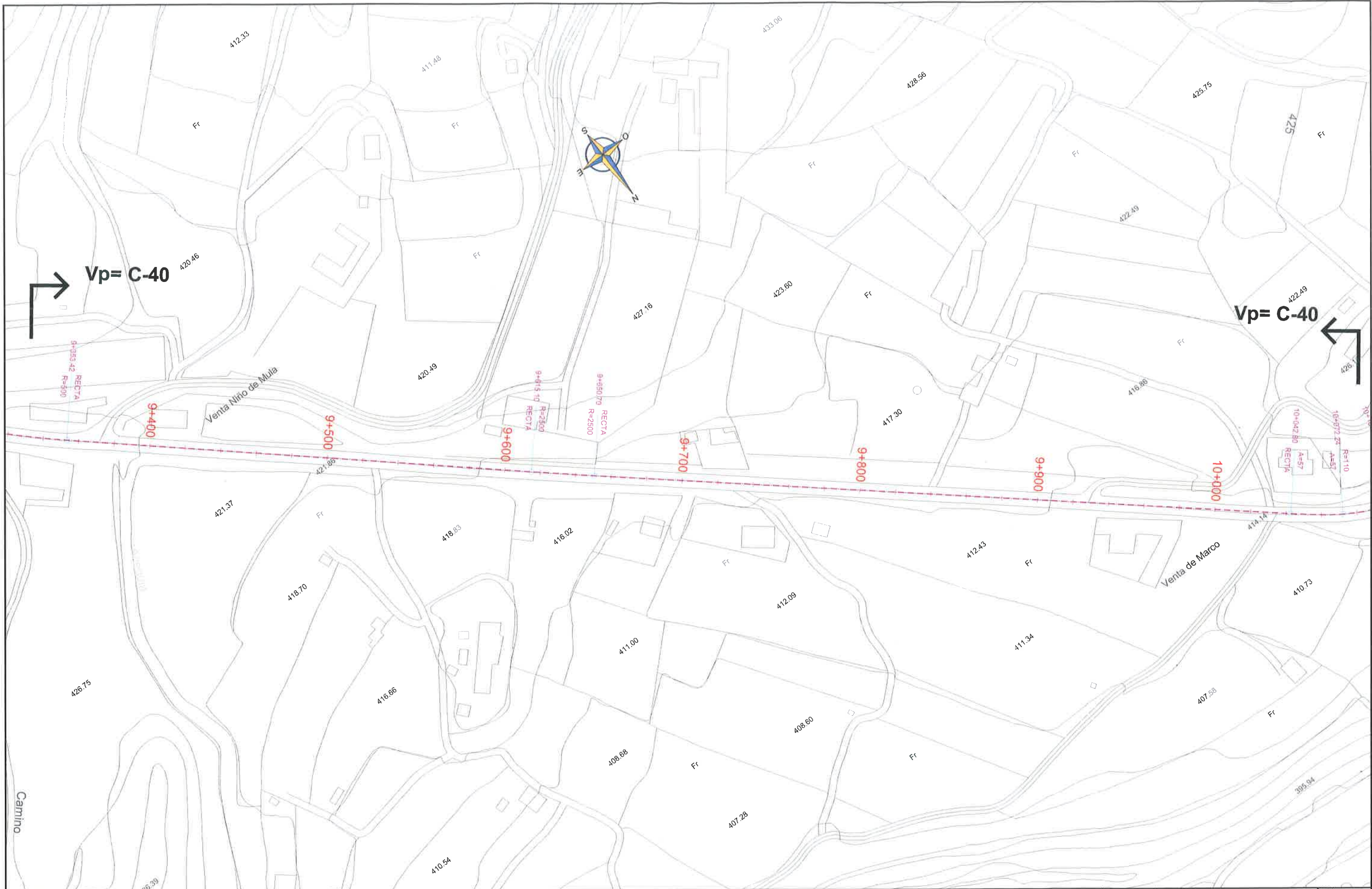
FECHA:
Nº PAGINA:



 Región de Murcia Consejería de Fomento e Infraestructuras	DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS Servicio de Explotación y Seguridad Vial				ESCALA: 1 / 2.000	N.º PLANO: HOJA 02 DE 08	DESIGNACIÓN DEL PLANO: PLANTA GENERAL DE TRAZADO EN PLANTA CON VELOCIDADES DE PROYECTO EN CARRETERA RM-516.	FECHA:
								N.º PAGINA:

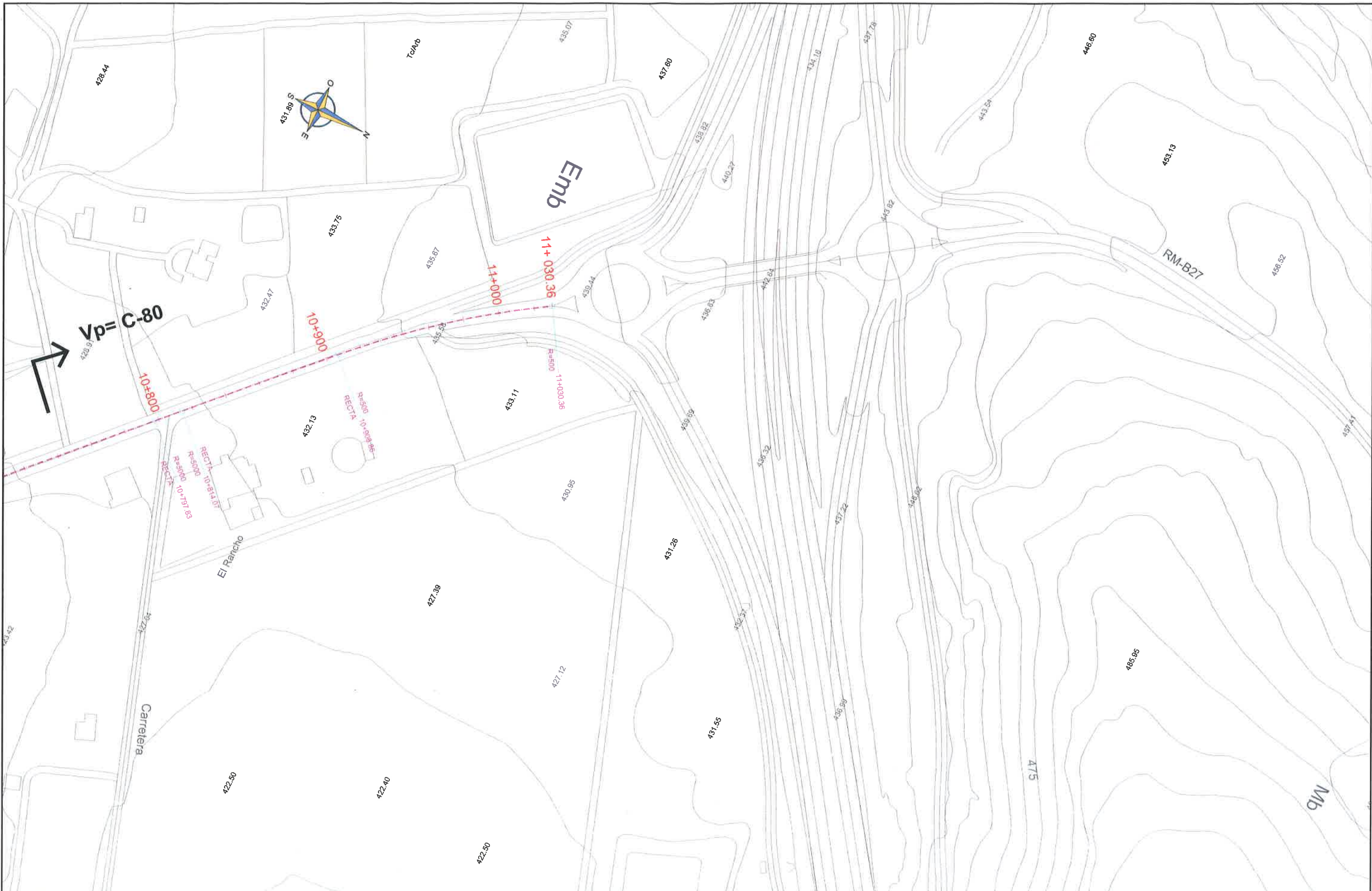


 Región de Murcia Consejería de Fomento e Infraestructuras	DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS Servicio de Explotación y Seguridad Vial				ESCALA:		N. PLANO:	DESCRIPCIÓN DEL PLANO: PLANTA GENERAL DE TRAZADO EN PLANTA CON VELOCIDADES DE PROYECTO EN CARRETERA RM-516.	FECHA:
					1 / 2.000		HOJA 03 DE 08		N.º PAGINA:





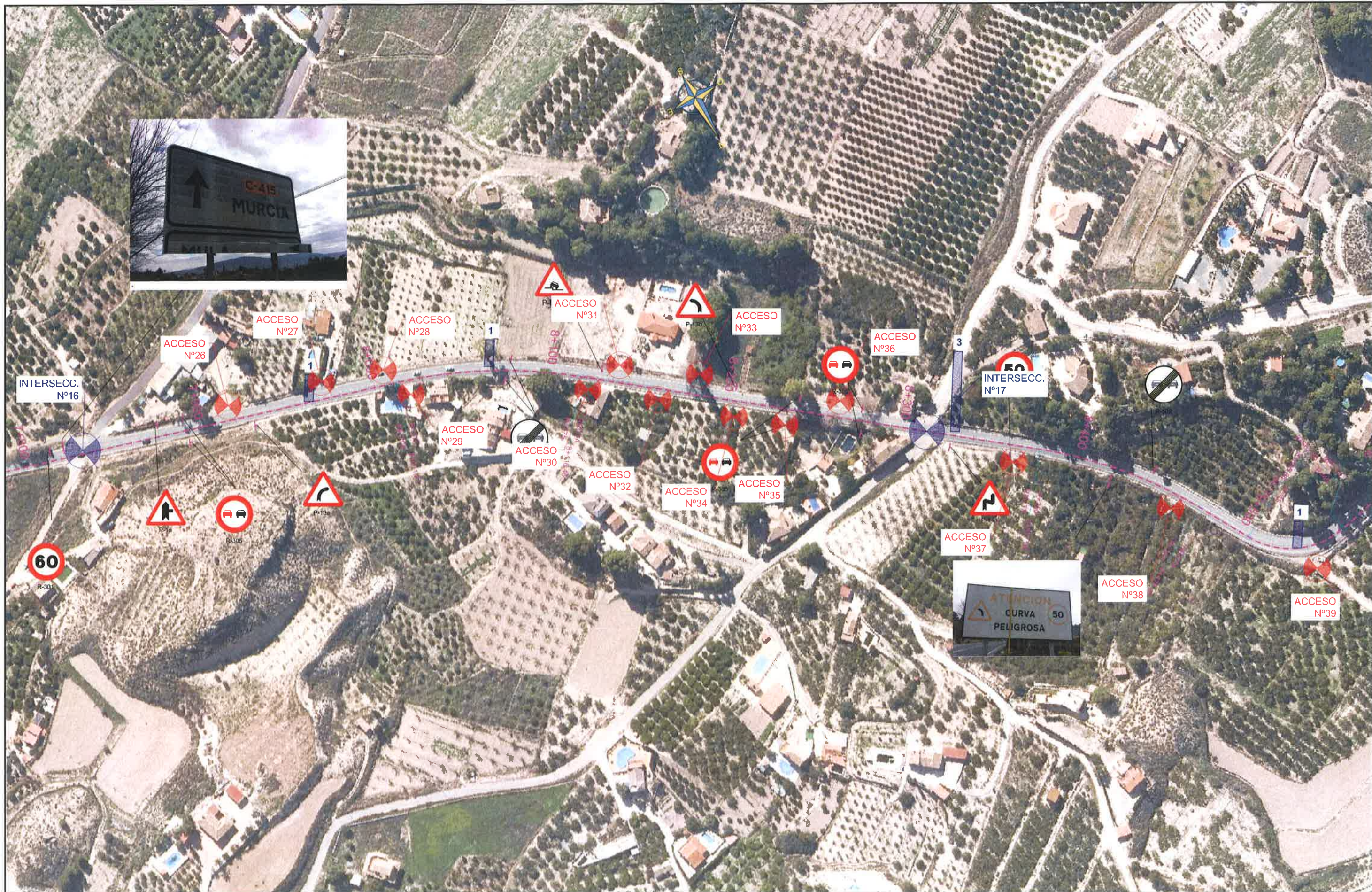
 Región de Murcia Consejería de Fomento e Infraestructuras	DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS Servicio de Explotación y Seguridad Vial				ESCALA: 1 / 2.000	N.º PLANO: HOJA 05 DE 06	DESIGNACIÓN DEL PLANO: PLANTA GENERAL DE TRAZADO EN PLANTA CON VELOCIDADES DE PROYECTO EN CARRETERA RM-516.	FECHA: N.º PAGINA:



 <p>Región de Murcia Consejería de Fomento e Infraestructuras</p>	<p>DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS Servicio de Explotación y Seguridad Vial</p>				<p>ESCALA: 1 / 2.000</p>		<p>N. PLANO: HOJA 06 DE 08</p>	<p>DESIGNACIÓN DEL PLANO: PLANTA GENERAL DE TRAZADO EN PLANTA CON VELOCIDADES DE PROYECTO EN CARRETERA RM-516.</p>	<p>FECHA: N.º PAGINA:</p>
--	---	--	--	--	------------------------------	--	------------------------------------	--	-------------------------------



MURCIA	
BULLAS	14
CEHEGÍN	25
CARAVACA	34





 Región de Murcia Consejería de Fomento e Infraestructuras	DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS Servicio de Explotación y Seguridad Vial				ESCALA: 1 / 2.000	N.º PLANO: 1	DESIGNACIÓN DEL PLANO: PLANTA GENERAL SEÑALIZACIÓN INTERSECCIONES Y ACCIDENTES	FECHA: / /
						HOJA 03 DE 08	N.º PAGINA: /	



 Región de Murcia Consejería de Fomento e Infraestructuras	DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS Servicio de Explotación y Seguridad Vial				ESCALA: 1 / 2.000	N.º PLANO: DESIGNACIÓN DEL PLANO: PLANTA GENERAL SEÑALIZACIÓN INTERSECCIONES Y ACCIDENTES	FECHA: N.º PAGINA: HOJA 04 DE 06
---	---	--	--	--	----------------------	--	--

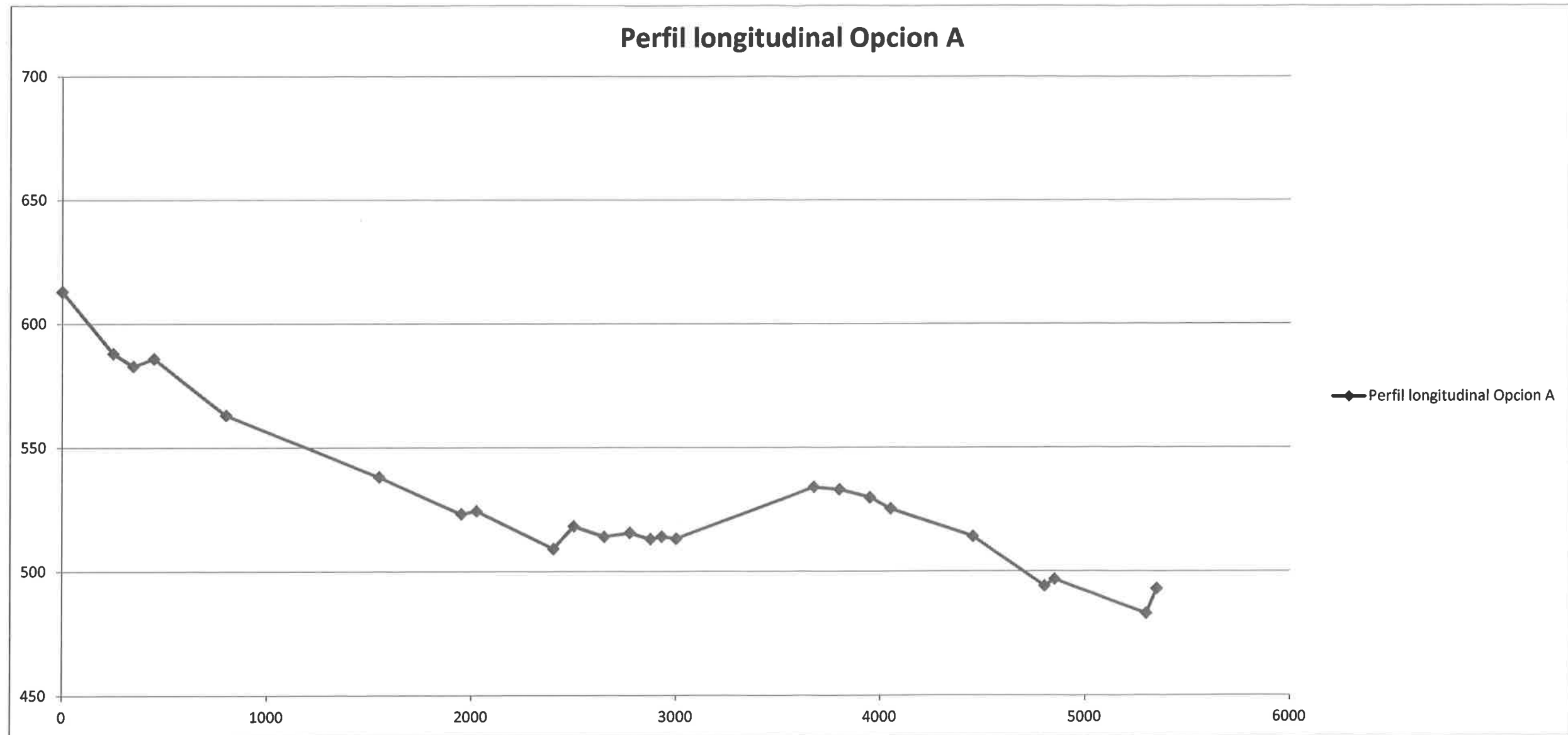


 Región de Murcia Consejería de Fomento e Infraestructuras	DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS Servicio de Explotación y Seguridad Vial				ESCALA:		N.º PLANO:	DESIGNACIÓN DEL PLANO:	FECHA:
					1 / 2.000		HUJA 05 DE 06	PLANTA GENERAL SEÑALIZACIÓN INTERSECCIONES Y ACCIDENTES	N.º PAGINA:



PERFIL LONGITUDINAL OPCION A

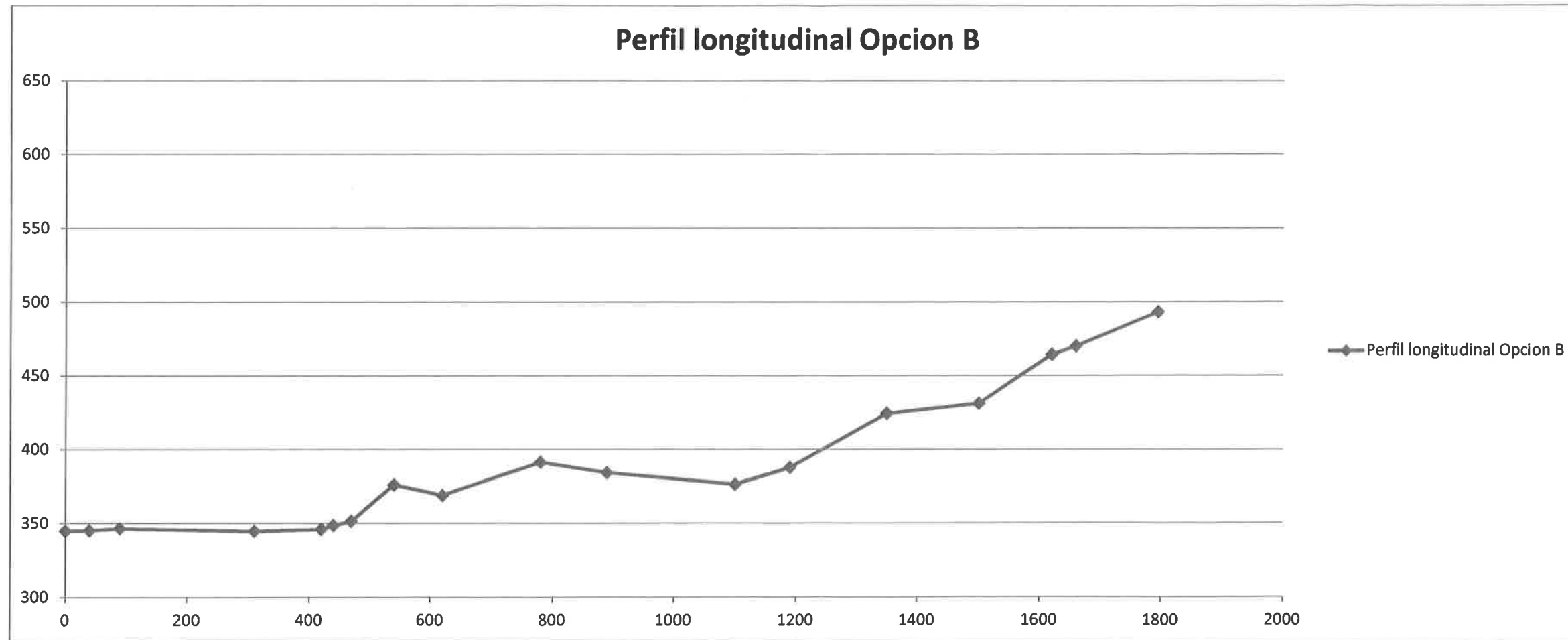
Cota terreno	613	588	582,8	585,9	563	538	523,1	524,3	509,1	518,2	514	515,5	513	514	513,2
Dist. Origen	0	250	350	450	800	1550	1950	2025	2400	2500	2650	2775	2875	2930	3000
Cota terreno	534	533	529,8	525,2	514	494	496,7	483	493						
Dist. Origen	3675	3800	3950	4050	4450	4800	4850	5300	5350						



Cota hidráulica origen: 618,00 mts.
 Cota hidráulica final: 498,50 mts.

PERFIL LONGITUDINAL OPCION B

Cota terreno	344,85	345,09	346,49	344,55	345,91	348,52	351,42	376,08	368,96	391,31	384,26	376,37	387,72
Dist. origen	0	40	90	310	420	440	470	540	620	780	890	1100	1190
Cota terreno	424,21	431,1	464,26	470	493								
Dist. origen	1350	1500	1620	1660	1795,19								



Cota hidraulica origen: 343,59 mts
 Cota hidraulica final: 498,50 mts

DOCUMENTACIÓN:

1 TEORÍA DE ONDAS DE AIRY

2 ÁBACOS DE DIFRACCIÓN

3 FORMULACIÓN DIQUES VERTICALES

4 FORMULACIÓN DIQUES ROMPEOLAS

5 CUADRO DE PRECIOS

TEORIA DE ONDAS DE AIRY

Relative Depth	Shallow Water $\frac{d}{L} < \frac{1}{20}$ $kd < \frac{\pi}{10}$	Transitional Water $\frac{1}{20} < \frac{d}{L} < \frac{1}{2}$ $\frac{\pi}{10} < kd < \frac{\pi}{2}$	Deep Water $\frac{d}{L} > \frac{1}{2}$ $kd > \frac{\pi}{2}$
1. Wave profile	Same As >	$\eta = \frac{H}{2} \cos \left[\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T} \right] = \frac{H}{2} \cos \theta$	< Same As
2. Wave celerity	$C = \frac{L}{T} = \sqrt{gd}$	$C = \frac{L}{T} = \frac{gT}{2\pi} \tanh \left(\frac{2\pi d}{L} \right)$	$C = C_0 = \frac{L}{T} = \frac{gT}{2\pi}$
3. Wavelength	$L = T\sqrt{gd} = CT$	$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh \left(\frac{2\pi d}{L} \right)$	$L = L_0 = \frac{gT^2}{2\pi} = C_0 T$
4. Group velocity	$C_g = C = \sqrt{gd}$	$C_g = nC = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{4\pi d/L}{\sinh(4\pi d/L)} \right] C$	$C_g = \frac{1}{2} C = \frac{gT}{4\pi}$
5. Water particle velocity			
(a) Horizontal	$u = \frac{H}{2} \sqrt{\frac{g}{d}} \cos \theta$	$u = \frac{H}{2} \frac{gT}{L} \frac{\cosh[2\pi(z+d)/L]}{\cosh(2\pi d/L)} \cos \theta$	$u = \frac{\pi H}{T} e^{\left(\frac{2\pi z}{L}\right)} \cos \theta$
(b) Vertical	$w = \frac{H\pi}{T} \left(1 + \frac{z}{d} \right) \sin \theta$	$w = \frac{H}{2} \frac{gT}{L} \frac{\sinh[2\pi(z+d)/L]}{\cosh(2\pi d/L)} \sin \theta$	$w = \frac{\pi H}{T} e^{\left(\frac{2\pi z}{L}\right)} \sin \theta$
6. Water particle accelerations			
(a) Horizontal	$a_x = \frac{H\pi}{T} \sqrt{\frac{g}{d}} \sin \theta$	$a_x = \frac{g\pi H}{L} \frac{\cosh[2\pi(z+d)/L]}{\cosh(2\pi d/L)} \sin \theta$	$a_x = 2H \left(\frac{\pi}{T} \right)^2 e^{\left(\frac{2\pi z}{L}\right)} \sin \theta$
(b) Vertical	$a_z = -2H \left(\frac{\pi}{T} \right)^2 \left(1 + \frac{z}{d} \right) \cos \theta$	$a_z = -\frac{g\pi H}{L} \frac{\sinh[2\pi(z+d)/L]}{\cosh(2\pi d/L)} \cos \theta$	$a_z = -2H \left(\frac{\pi}{T} \right)^2 e^{\left(\frac{2\pi z}{L}\right)} \cos \theta$
7. Water particle displacements			
(a) Horizontal	$\xi = -\frac{HT}{4\pi} \sqrt{\frac{g}{d}} \sin \theta$	$\xi = -\frac{H}{2} \frac{\cosh[2\pi(z+d)/L]}{\sinh(2\pi d/L)} \sin \theta$	$\xi = -\frac{H}{2} e^{\left(\frac{2\pi z}{L}\right)} \sin \theta$
(b) Vertical	$\zeta = \frac{H}{2} \left(1 + \frac{z}{d} \right) \cos \theta$	$\zeta = \frac{H}{2} \frac{\sinh[2\pi(z+d)/L]}{\sinh(2\pi d/L)} \cos \theta$	$\zeta = \frac{H}{2} e^{\left(\frac{2\pi z}{L}\right)} \cos \theta$
8. Subsurface pressure	$p = \rho g(\eta - z)$	$p = \rho g\eta \frac{\cosh[2\pi(z+d)/L]}{\cosh(2\pi d/L)} - \rho g z$	$p = \rho g\eta e^{\left(\frac{2\pi z}{L}\right)} - \rho g z$

Figure II-1-9. Summary of linear (Airy) wave theory - wave characteristics

assumption may be questionable. A third dimensionless parameter, which may be used to replace either the wave steepness or relative water depth, may be defined as the ratio of wave steepness to relative water depth. Thus,

$$\frac{H/L}{d/L} = \frac{H}{d} \quad \text{(II-1-66)}$$

ÁBACOS DE DIFRACCIÓN

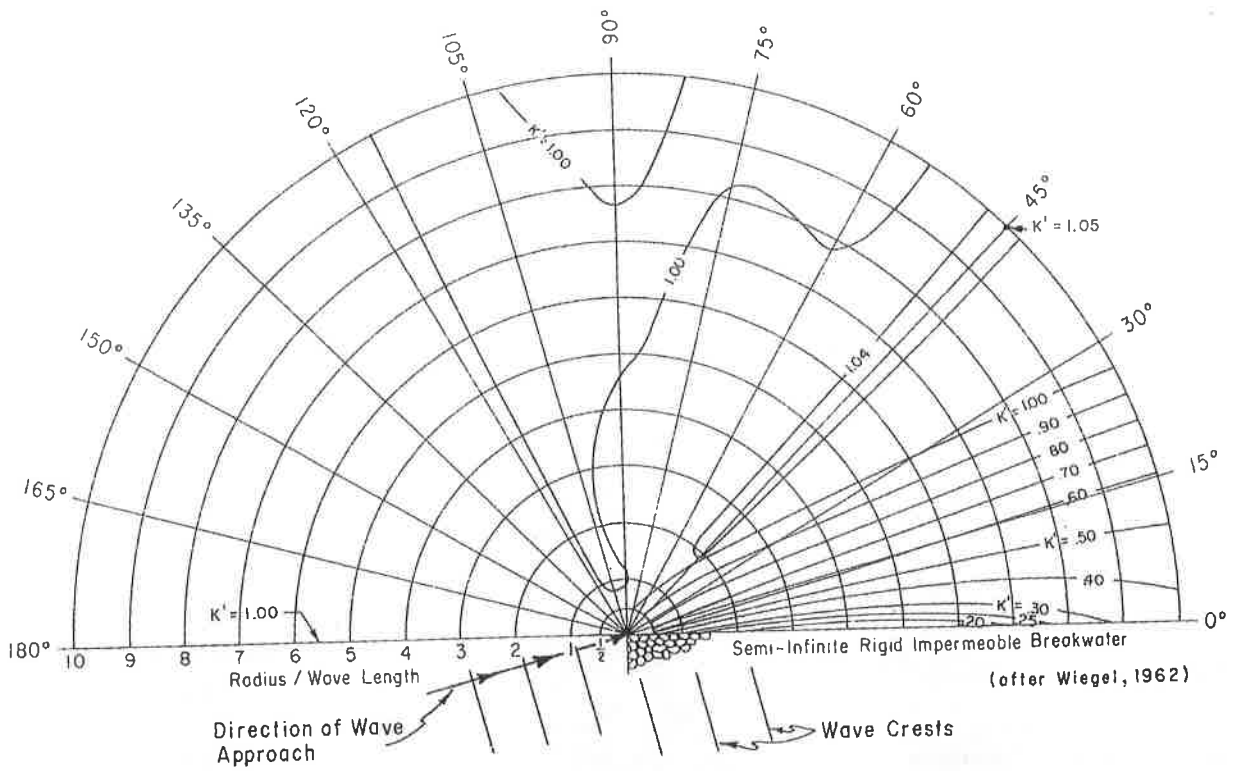


Figure 2-28. Wave Diffraction Diagram - 15° Wave Angle

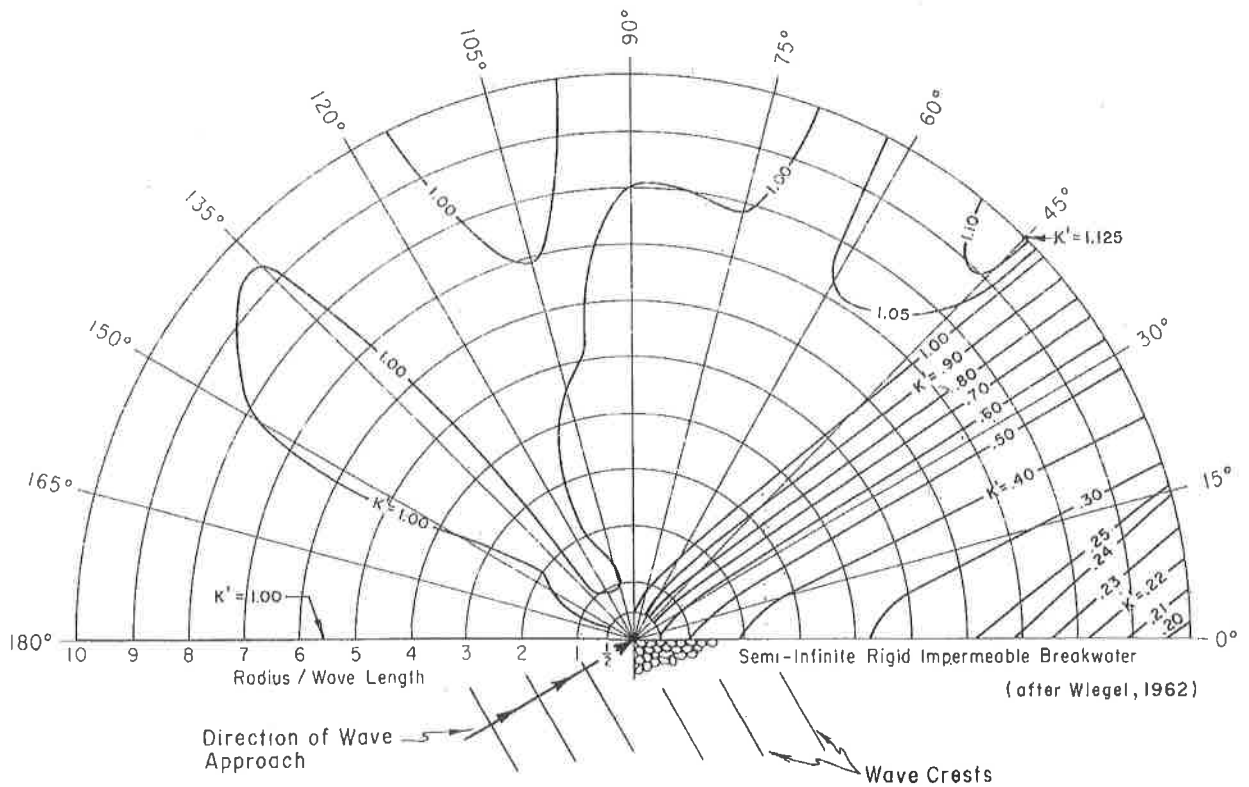


Figure 2-29. Wave Diffraction Diagram - 30° Wave Angle

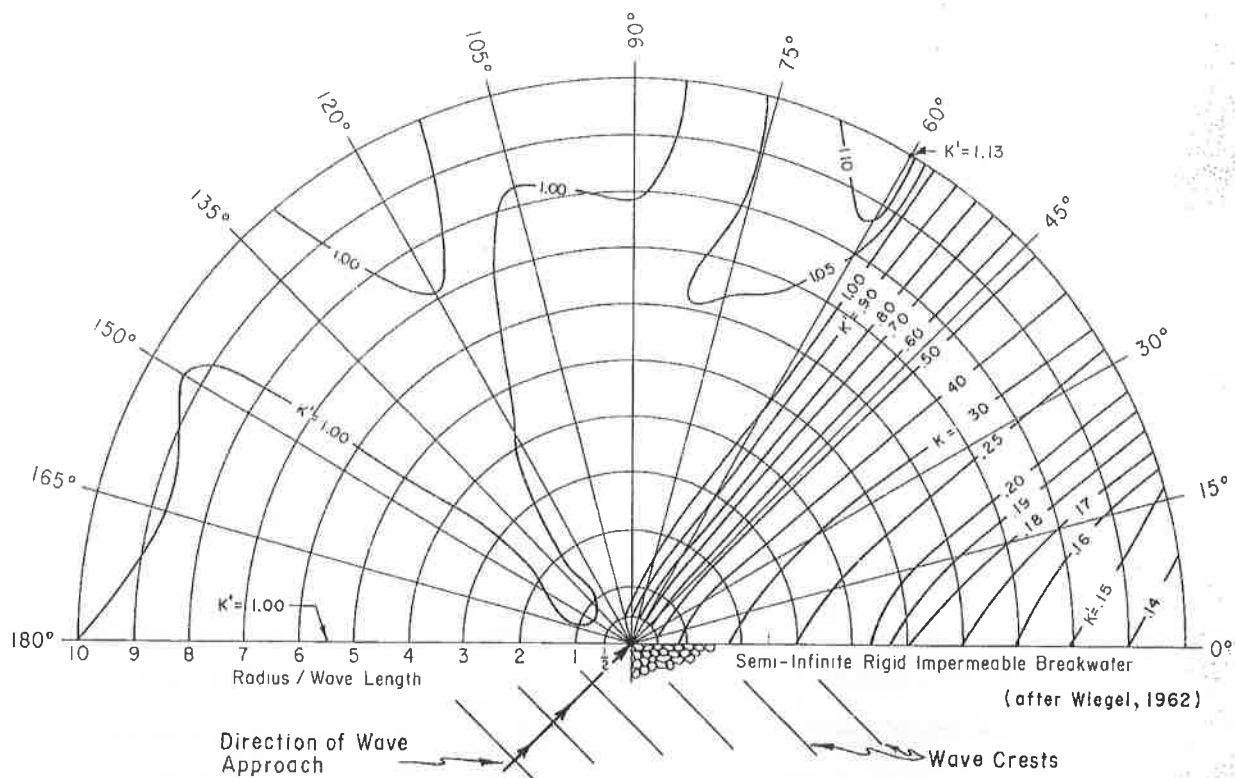


Figure 2-30. Wave Diffraction Diagram - 45° Wave Angle

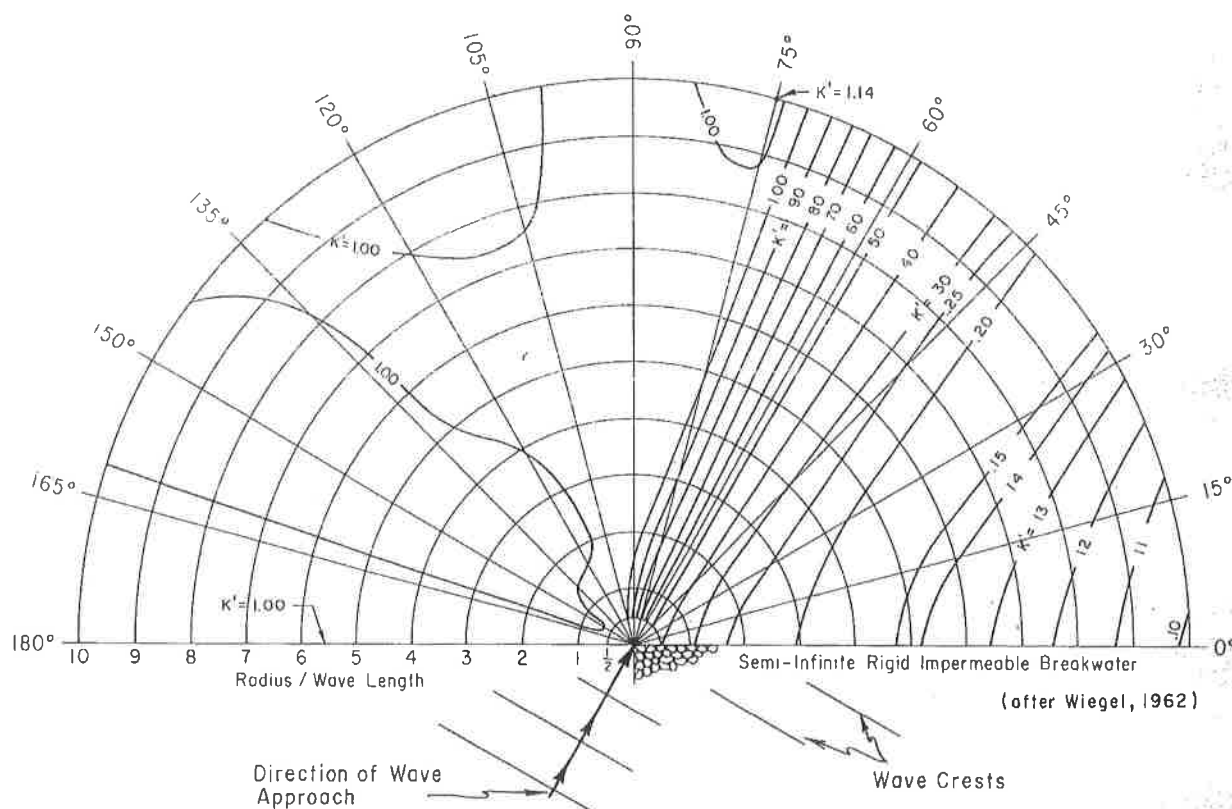


Figure 2-31. Wave Diffraction Diagram - 60° Wave Angle

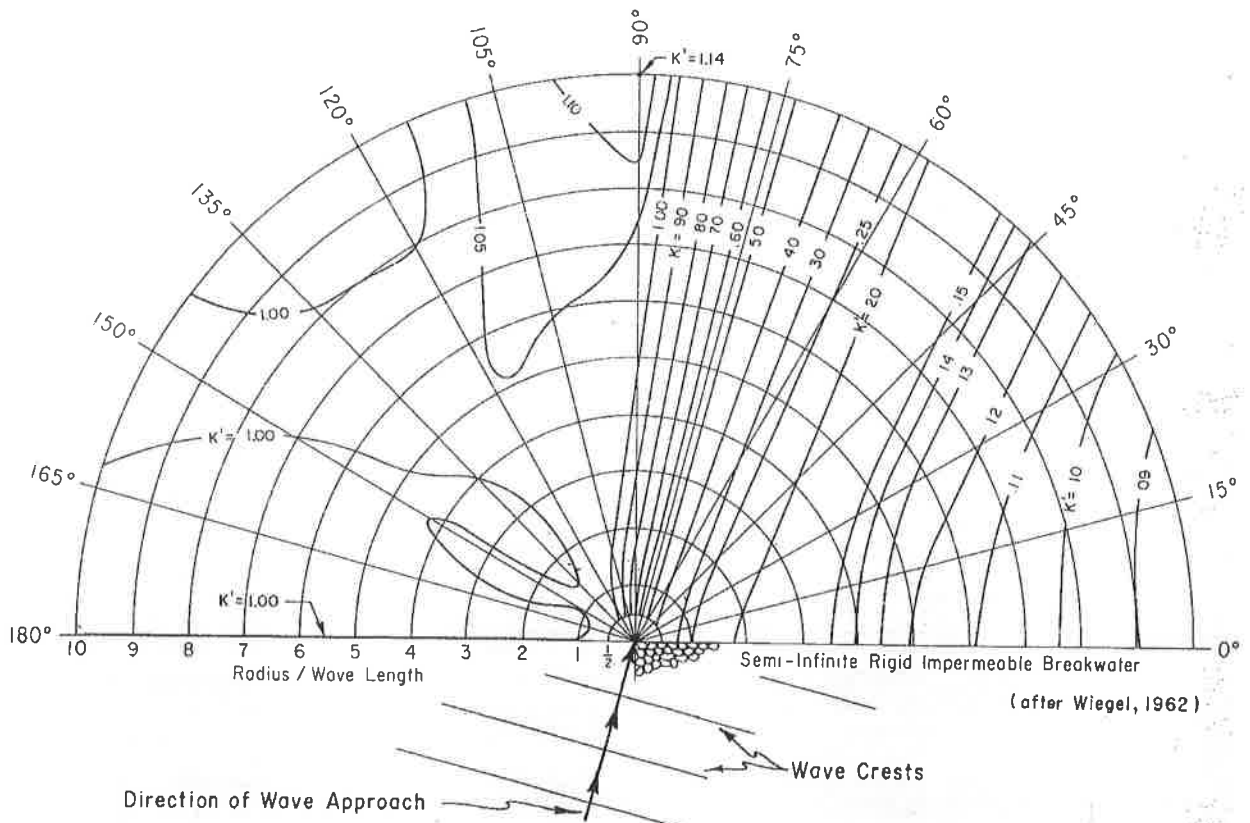


Figure 2-32. Wave Diffraction Diagram - 75° Wave Angle

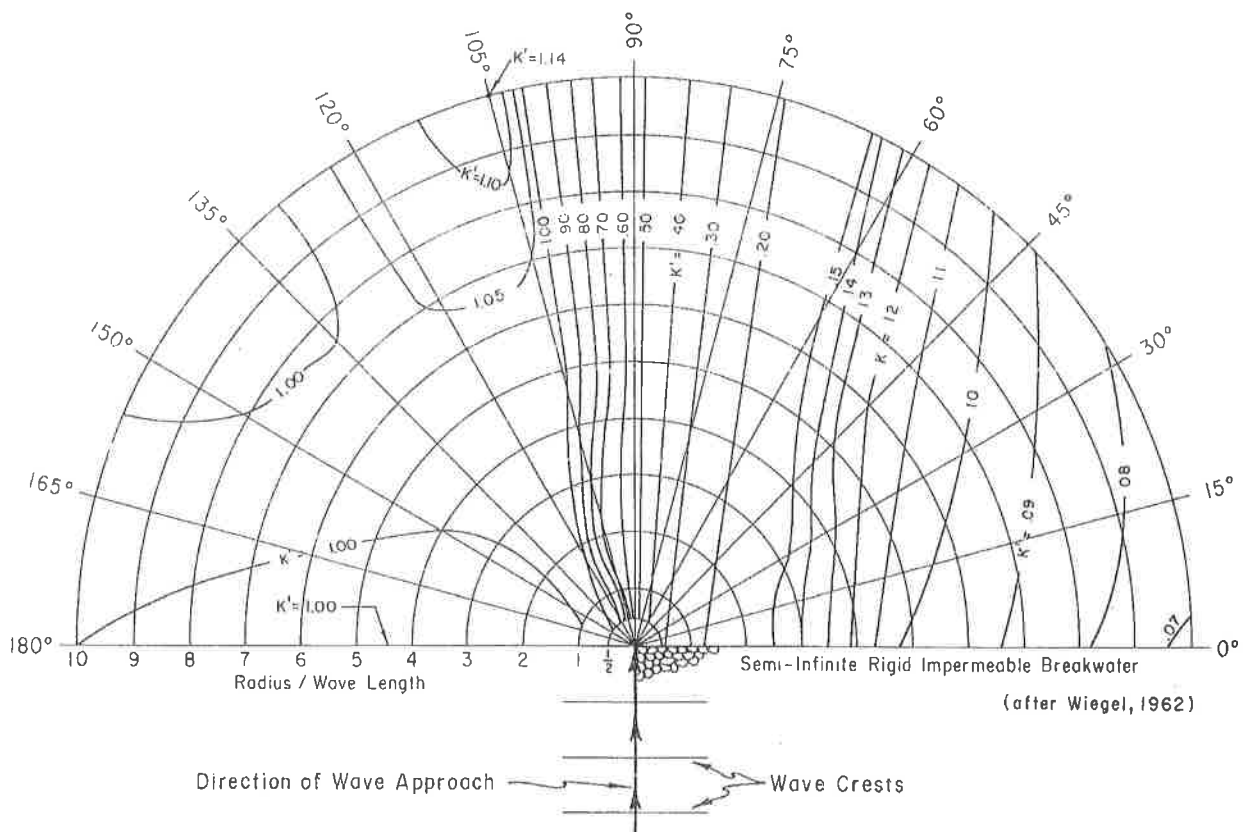


Figure 2-33. Wave Diffraction Diagram - 90° Wave Angle

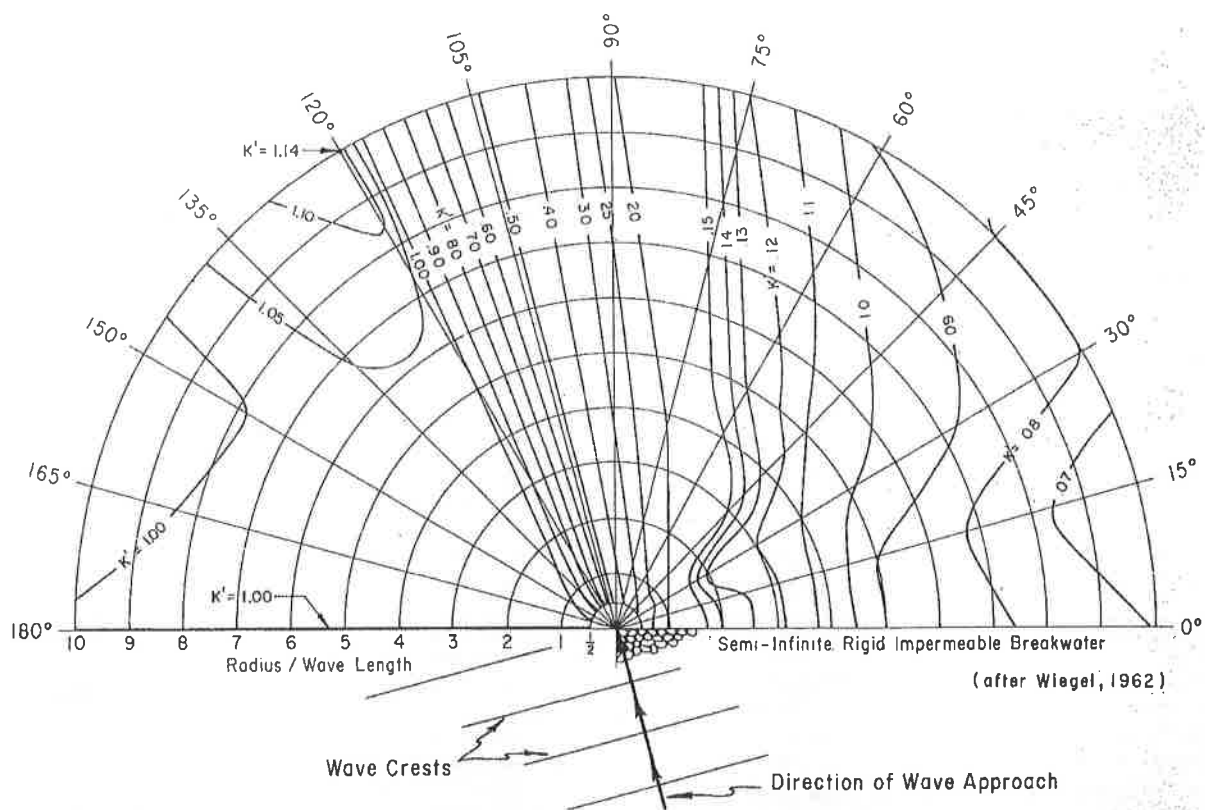


Figure 2-34. Wave Diffraction Diagram - 105° Wave Angle

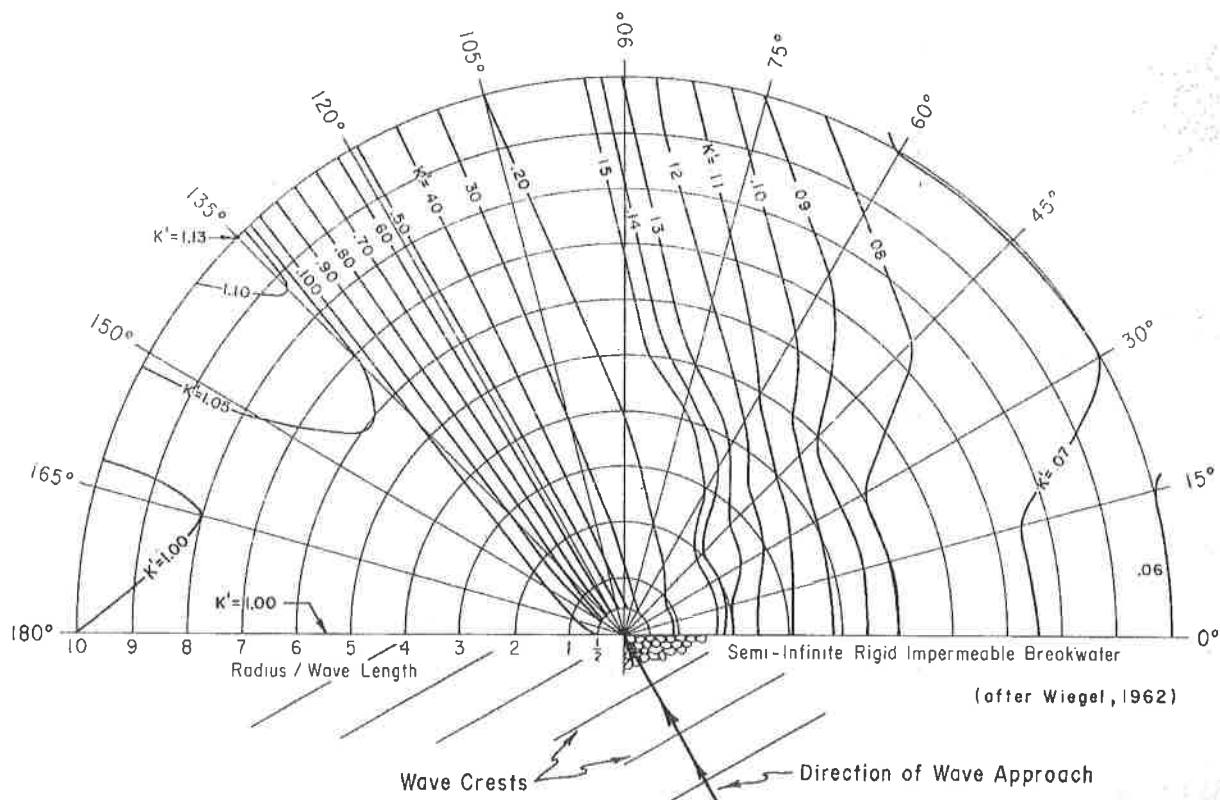


Figure 2-35. Wave Diffraction Diagram - 120° Wave Angle

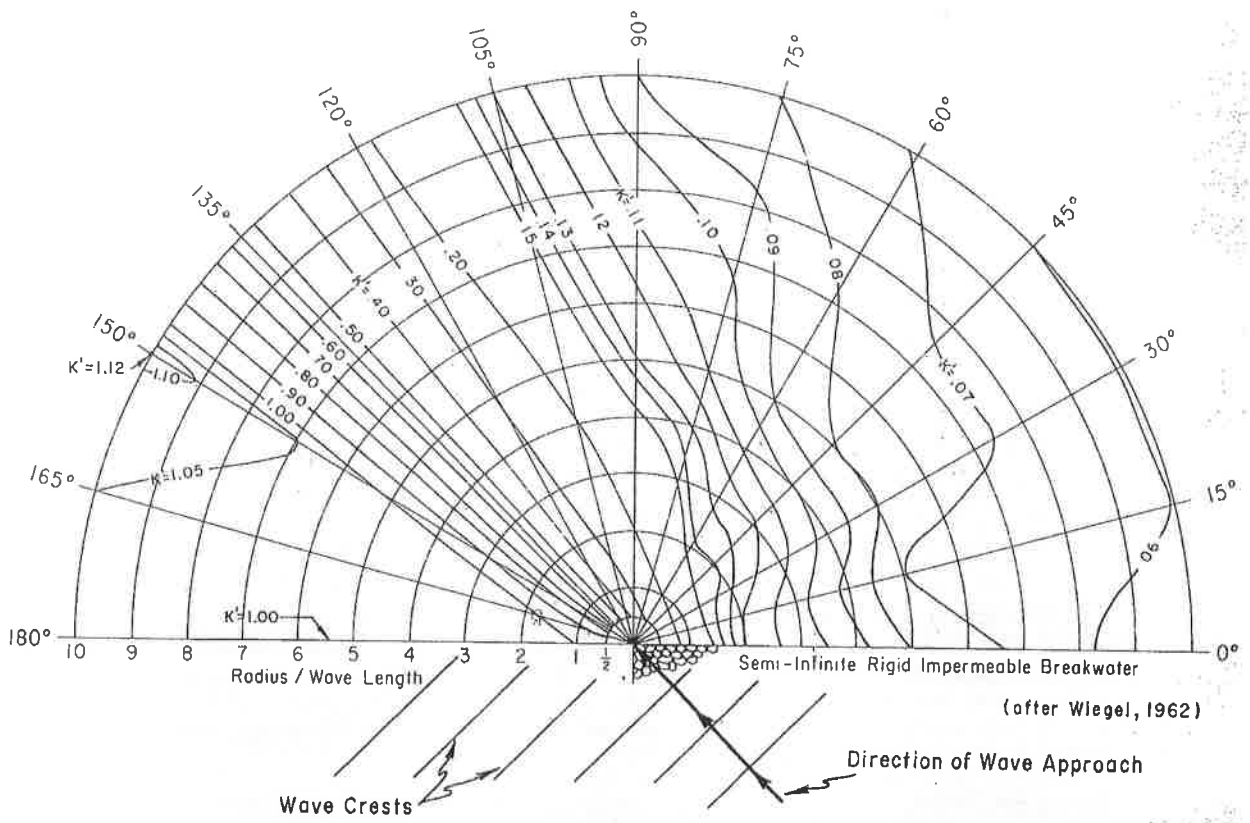


Figure 2-36. Wave Diffraction Diagram - 135° Wave Angle

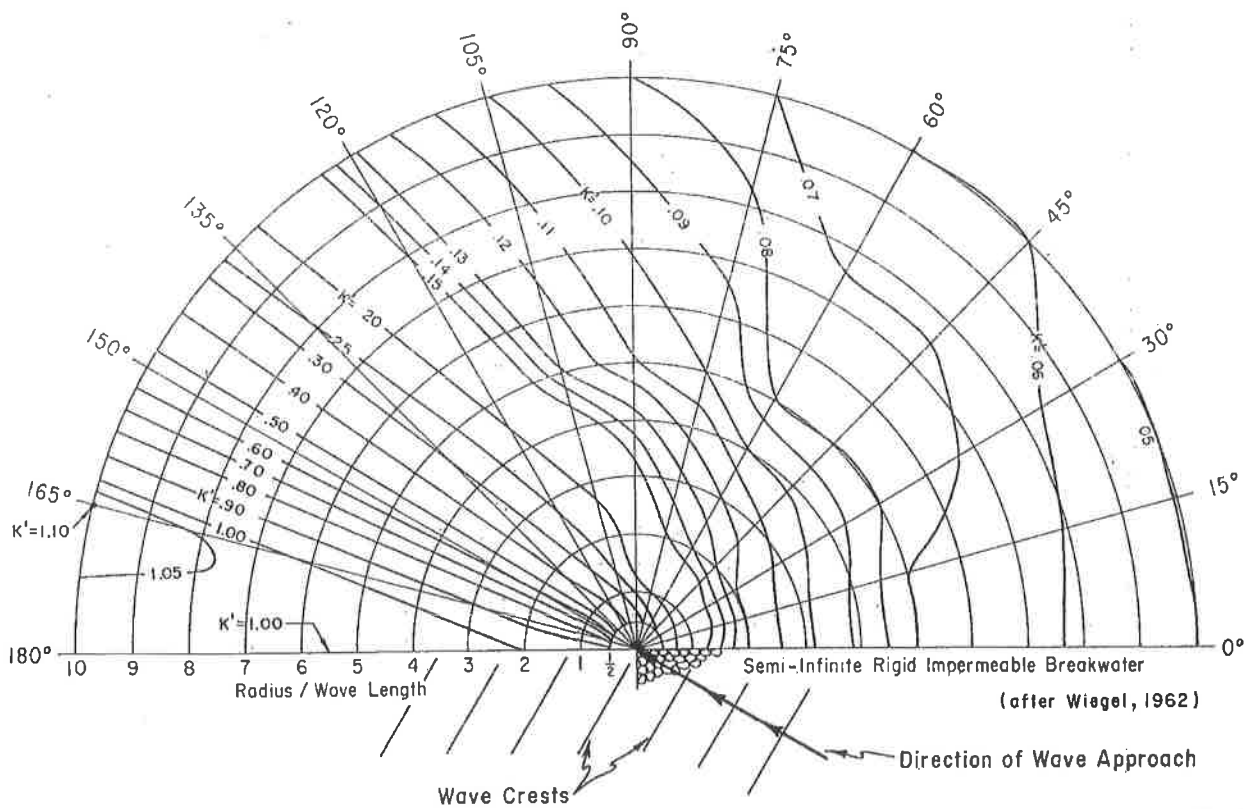


Figure 2-37. Wave Diffraction Diagram - 150° Wave Angle

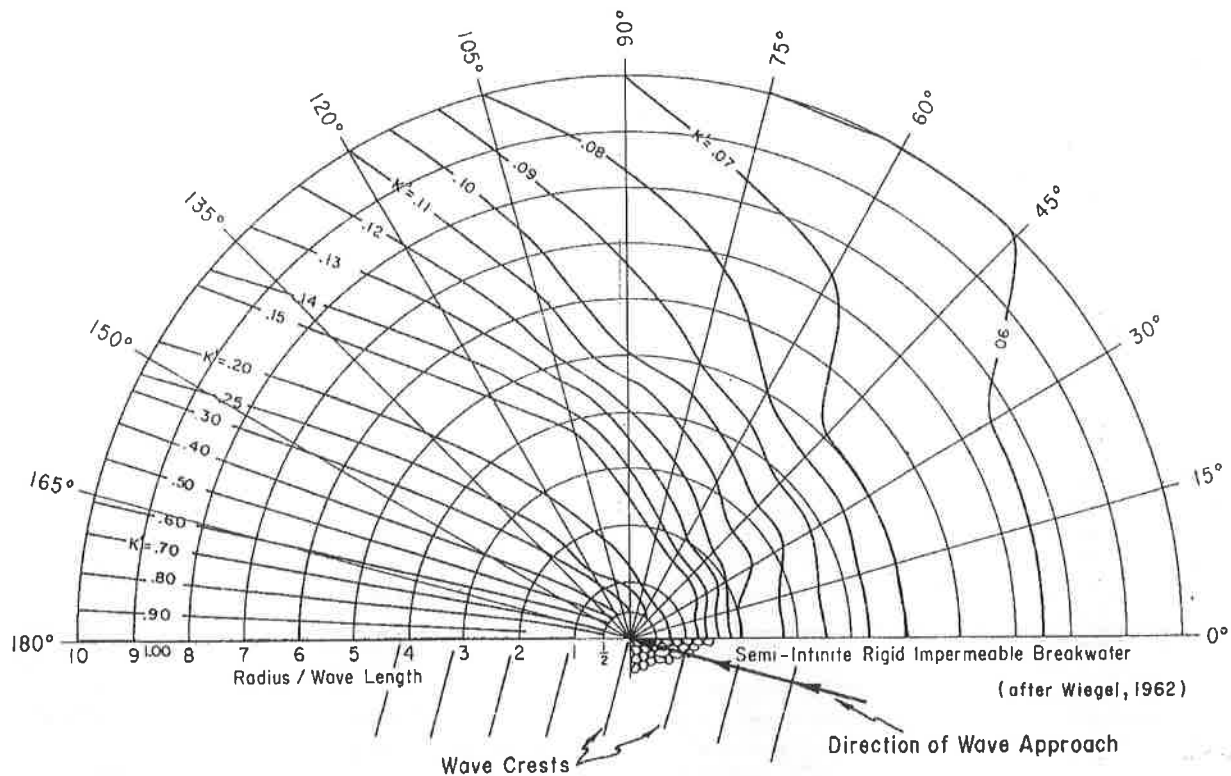


Figure 2-38. Wave Diffraction Diagram - 165° Wave Angle

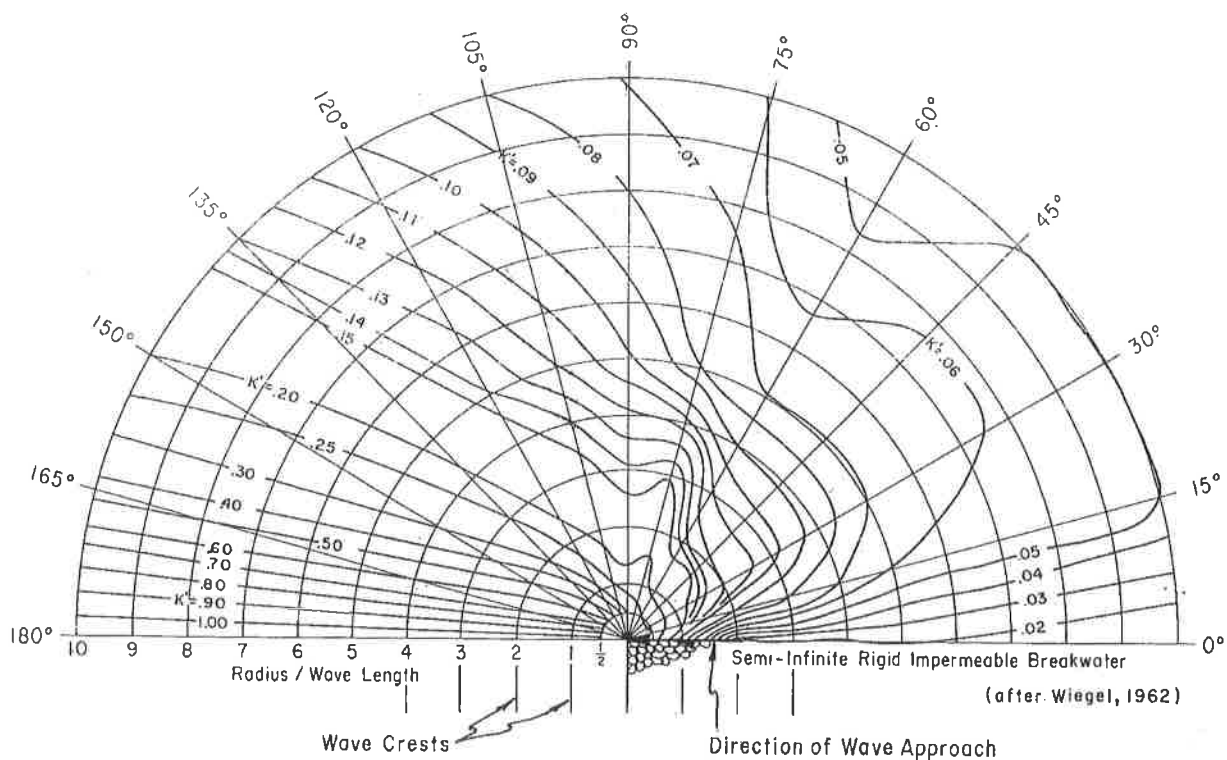


Figure 2-39. Wave Diffraction Diagram - 180° Wave Angle

FORMULACIÓN DIQUES VERTICALES

Vicente Negro Valdecantos

DR. INGENIERO DE CAMINOS, C. Y P. - PROFESOR TITULAR DE LA U. POLITÉCNICA DE MADRID
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Ovidio Varela Carnero

DR. INGENIERO DE CAMINOS, C. Y P. - PROFESOR JUBILADO DE LA U. POLITÉCNICA DE MADRID
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Jaime García Palacios

DR. INGENIERO DE CAMINOS, C. Y P. - PROFESOR TITULAR INTERINO DE LA U. POLITÉCNICA DE MADRID
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

José Santos López Gutiérrez

DR. INGENIERO DE CAMINOS, C. Y P. - PROFESOR ASOCIADO DE LA U. POLITÉCNICA DE MADRID
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Diseño de diques verticales

COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

Colección señor

Cuadro 4.2. FALLOS EN DIQUES MIXTOS

FALLOS IMPORTANTES EN DIQUES MIXTOS				
Dique y año	Oleaje de diseño	Naturaleza de la avería	Terreno	Reparación
Fuenterrabía 1919	H = 4,00 m L = 128 m	Socavación Ola rota	Arenas	Bloques de hormigón
Zumaya 1947-1981	15 proyectos reparación	Socavación Ola rota	Arenas	Bloques de hormigón
Bermeo 1934-1956	H = 6,00 m L = 120 m	Socavación Ola rota	Roca cayuela	Bloques de 50 tn
Castro 1930-1978	H = 9,14 m L = -	Socavación Ola rota	Roca	Bloques de 48,8 tn
Lastres 1968	H = 6,80 m L = -	Ola rota	Roca	Bloques de 40 tn
Tazonés 1934-1962	H = 6,60 m L = -	Cavernas Ola rota	Roca con capa arena	Bloques de 22 tn
Candás 1927-1955	H = 4,95 m L = -	Socavación Rebase	Roca	Gabarra y bloque 27 tn
Luanco 1934-1935	Sin proyecto	Socavación cavernas óxido	Restingas de arena	Bloques de 18 tn
San Esteban Pravia, 1931	Sin proyecto	Socavación Ola rota	Roca con capa arena	Bloques de 30 y 15 tn
Cudillero 1934-1948	Sin proyecto	Socavación Ola rota	Roca	Bloques de 40 tn
Luarca 1967-1979	H = 5,00 m L = -	Brecha Socavación	Roca con capa arena	Bloques de 20 tn

V. MÉTODOS DE CÁLCULO DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL

1. Introducción

El constante intento del hombre por alcanzar a reproducir los fenómenos físicos mediante modelos y así elaborar métodos de diseño, llevó a principios de siglo a Gaillard, 1904, a tomar una serie de datos de campo empleando equipos tipo dinamómetros en diques situados en los Grandes Lagos. De esta forma pudo definir diagramas de presiones para zonas de profundidades someras semejantes al efecto chorro que un fluido ejerce sobre una placa impermeable perpendicular al mismo.

Sobre las mismas bases científicas, Hiroi en 1919 diseña un primer diagrama de gran utilidad y conservador en grandes láminas de agua, definiendo una ley rectangular de presiones uniforme y cuyo valor responde:

$$P_{\text{máx}} = 1,50\gamma_w H \quad [5.1]$$

en la que H representa la altura de ola de diseño, y γ_w el peso específico del agua del mar. Esta distribución de presiones se utilizó con enorme profusión derivado de su sencillez en aquellos casos donde la profundidad por encima de la berma de la cimentación (d) de la estructura es mayor que $2 H_{1/3}$.

La década de los años veinte y treinta representa un avance espectacular en las técnicas de diques verticales, no sólo por el conocimiento del fenómeno físico de análisis de las fuerzas sobre el paramento, sino, porque

se publica un trabajo de notable repercusión todavía en nuestros días: el "Essai sur les digues maritimes verticales", Annales Ponts et Chaussées, Volumen 98, núm: 1, páginas 5-48 de Sainflou [15] que constituye una revolución técnica en este campo de estudio.

Trabajos como los de Lira entre 1928 y 1933; de Larras entre 1936 y 1937, de Gourret, 1937, fueron recogidos por el profesor Iribarren [29] que publica en julio de 1938, su Método de Cálculo de Diques Verticales, de notable difusión en España, sobre todo, para el cálculo de elementos auxiliares, tipo espaldones [40].

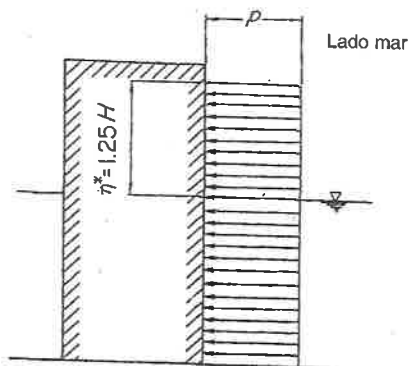


Fig. 5.1. Diagrama de Hiroi [21].

De esta época son también, los trabajos de Bagnold (1938-39) en los que se esboza la naturaleza de las presiones en choque con aire confinado y efecto martillo.

Hubo, asimismo, notables deficiencias, generalmente, derivadas del modelo de onda a reproducir, y, sobre todo, el problema de atacar las grandes profundidades y su paso a zonas de transición y aguas someras, donde los esquemas de Gerstner podrían asumirse, siendo en otros casos necesarios, la adopción de criterios tipo onda trocoidal.

A partir de este momento, y, asumiendo la teoría trocoidal, los planteamientos físicos consideraron dos grandes grupos de métodos:

- Dinamo-estáticos:
 - Lira e Iribarren

- Hidrodinámicos o de onda estacionaria:
 - Benezit, Sainflou y Gourret

El propio Iribarren en su libro "Obras Marítimas. Oleaje y Diques" [40], cálculo de los diques reflejantes, páginas 279 y 291-293, mencionaba que hubiera sido más correcto denominar método estacionario al hidrodinámico y método de totalización al dinamo-estático.

En este sentido, y conocidas las acciones, con un grado de aproximación suficiente, correspondientes a la presión de la reflexión de la cresta de la ola, o sea, su afloramiento máximo, presión dinámica de reflexión; y la presión de paso, para obtener el diagrama total buscado; con una subpresión que responde a una ley triangular correspondiente a la mitad de las presiones de la arista exterior, siendo nula en su interior; Iribarren proporcionó consejos prácticos esenciales para el diseño de diques de paramento vertical.

Entre ellos destacan:

- Profundidad al pie del dique; $H_2 \geq 4h$ para asegurar la no rotura de la onda ($H = 2h$; $H =$ altura de ola).
- Profundidad de la coronación del basamento; $H_2 \geq 3h$.
- Coeficiente de rozamiento entre fábrica y escollera, 0,50.
- Máxima carga de trabajo de la cimentación, 4 a 5 kg/cm².
- Protección de escollera para evitar la socavación del fondo, $> L/2$.
- Cota de coronación del monolito, ligeramente superior a la del afloramiento máximo, pudiendo ser rebasado por algún rocién vertical.

Estas reflexiones sirvieron para un numeroso diseño de esta tipología estructural desde los primeros escritos de Iribarren (1938) [29] hasta el desarrollo de nuevos diagramas de presiones y esquemas de cálculo.

Sin entrar en valoraciones de partidarios y detractores, la Comunidad Científica se benefició de este avance notable, sobre todo, en la comprensión del fenómeno físico. Hoy en día, el diagrama de Sainflou, 1928, es ampliamente utilizado, así como, las ideas de presiones de Wagner y de Bagnold (figura 5.4) han vuelto a tener su apogeo en los Grupos de Trabajo del MAST III al analizar el tipo de choque sobre la pared.

Los métodos del primer grupo definen la existencia de una componente dinámica originada por la velocidad orbital que animaba a la masa líquida que incidía sobre el paramento; mientras que la estática se debía a la carga de agua alcanzada por la cresta de la ola por encima del nivel

de agua en reposo. La consideración de la velocidad orbital (Lira) o de la celeridad (Iribarren) eran las diferencias sustanciales en el diseño, siendo más conservador en el caso segundo.

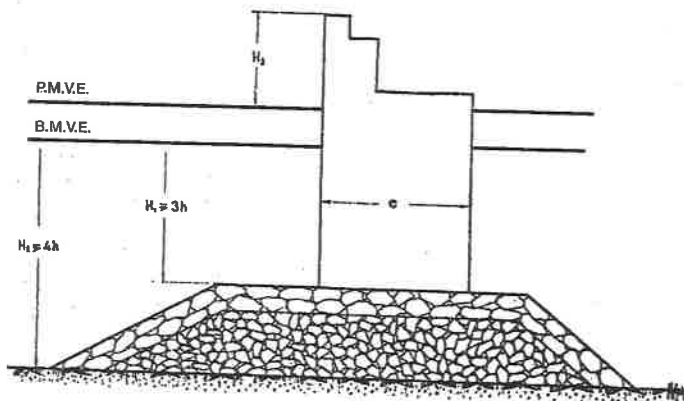


Fig. 5.2. Proyecto de la sección del dique reflejante. Iribarren [40].

El método hidrodinámico, de onda estacionaria o *clapotis* tienen en cuenta la formación de una onda estacionaria delante del paramento consecuencia de la reflexión en el mismo, definiendo así, el diagrama de presiones sobre la estructura.

Benezit asumió una hipótesis de fondo indefinido con lámina de agua $h = L/2$, mientras que Sainflou y Gourret plantearon la incidencia en zonas de transición y somera, profundidades reducidas, $1/25 < h/L < 1/2$.

Sainflou define sus expresiones para paso de cresta y seno, alcanzando en el primer caso una altura sobre el paramento $H + \delta_0$, mientras que en el segundo $H - \delta_0$.

$$P_2 = \frac{\rho g H}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \quad P_1 = (P_2 + \rho \cdot g \cdot h) \frac{H + \delta_0}{h + H + \delta_0} \quad [5.2]$$

$$P_3 = \rho \cdot g \cdot (H - \delta_0) \quad \delta_0 = \frac{\pi H^2}{L} \coth\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \quad [5.3]$$

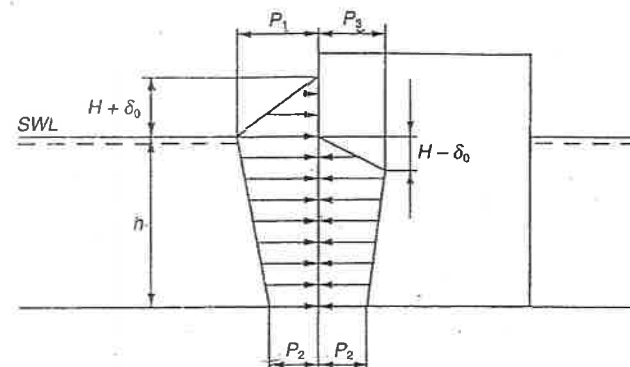


Fig. 5.3. Diagrama de presiones de Sainflou [15].

siendo:

H	Altura de ola de diseño	(m)
P_1	Presión en el nivel de agua en reposo (cota h)	(t/m^2)
P_2	Presión en la base de la pared vertical (cota 0)	(t/m^2)
P_3	Presión a la cota $h + \delta_0 - H$	(t/m^2)
δ_0	Sobrelevación máxima del nivel debida al movimiento orbital de las partículas	(m)
h	Cota del NMN medida desde el pie de la estructura	(m)
L	Longitud de onda	(m)
$\rho \cdot g$	Peso específico del agua del mar	(t/m^3)

La distribución de subpresiones fue propuesta años después por Laval.

Continuando con la evolución de los ensayos, Bagnold en 1938 quiso analizar el proceso del impacto cuando las olas rompen sobre el paramento (figura 5.4). Supuso que las presiones impulsivas eran instantáneas, de muy corta duración, y su causa era la compresión de una capa fina de aire que quedaba atrapada entre el frente de la onda rompiente y el muro impermeable.

Como la velocidad de la ola es muy alta, la presión es intensa, pudiendo alcanzar picos de presión de la ola en rotura dados por la expresión:

$$P_{\text{máx}} = \frac{2,70 \cdot \rho \cdot U^2 \cdot K}{D} \quad [5.4]$$

en la que

- ρ Densidad del agua
 U Velocidad de la ola cuando impacta sobre el monolito
 K Longitud de la columna de agua, asumiendo 1/5 de la altura de ola
 D Espesor de la capa de aire atrapado

Así mismo, Bagnold empezó a cuestionar las semejanzas hidráulicas existentes en los ensayos, y más concretamente la Ley de Froude:

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{g \cdot y}} \quad [5.5]$$

ya que existen efectos espuma, aireación, irregularidades e inestabilidades en el mar, que el modelo de Froude no puede reproducir.

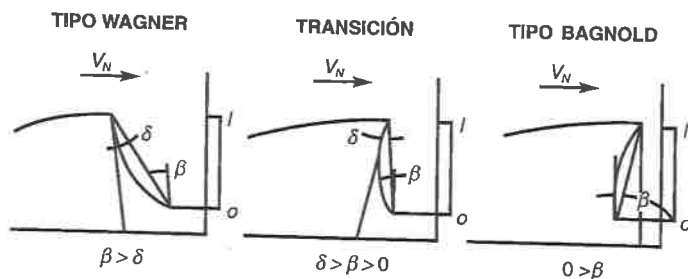


Fig. 5.4. Esquema de formas de impacto [37] [7].

Los tipos básicos de presiones impulsivas se desarrollan sobre la base de la forma de ataque de la onda sobre el paramento. De esta manera, si el ángulo de ataque β es mayor que la curvatura δ ($\beta > \delta$) se origina el choque ventilado presión tipo Wagner; si β es negativo el aire queda confinado originando la presión tipo Bagnold, mientras que el caso intermedio $\delta > \beta > 0$ representa la transición entre los modelos de presiones de pico. La comprensión de este esquema puede verse en la figura 5.4.

Posteriormente Goda (1967) define estas circunstancias como "presión de pico angular-única", mientras que Lundgren (1969) y Horikawa y Noguchi (1970) como "choque ventilado".

Otro avance espectacular fue el proporcionado por Minikin [30], que utilizó los resultados de Bagnold y sus propias experiencias, para definir la carga de impacto, obteniendo una expresión altamente contrastada y respetada, aunque su valor proporcione fuerzas extremadamente elevadas, 15 a 18 veces mayores que las dadas para olas no rotas (S.P.M. 1973) [39].

La expresión de Minikin ha sido ampliamente difundida y empleada, siguiendo el esquema de máxima presión asumida en el nivel del mar:

$$P_m = 101w \frac{H_b d_s}{L_D D} (D + d_s) \quad [5.6]$$

siendo (figura 5.5):

- P_m Máxima presión dinámica (kN/m²; lb/ft²)
 $w = \rho \cdot g$ Peso específico del agua del mar (kN/m³; lb/ft³)
 H_b Altura de ola en rotura (m; ft)
 d_s Profundidad al pie del monolito (m; ft)
 D Profundidad a una longitud de onda del monolito (m; ft)
 L_D Longitud de onda a la profundidad de D (m; ft)

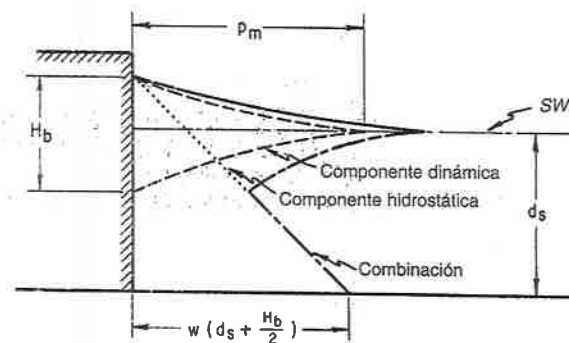


Fig. 5.5. Diagrama de presiones de Minikin [30].

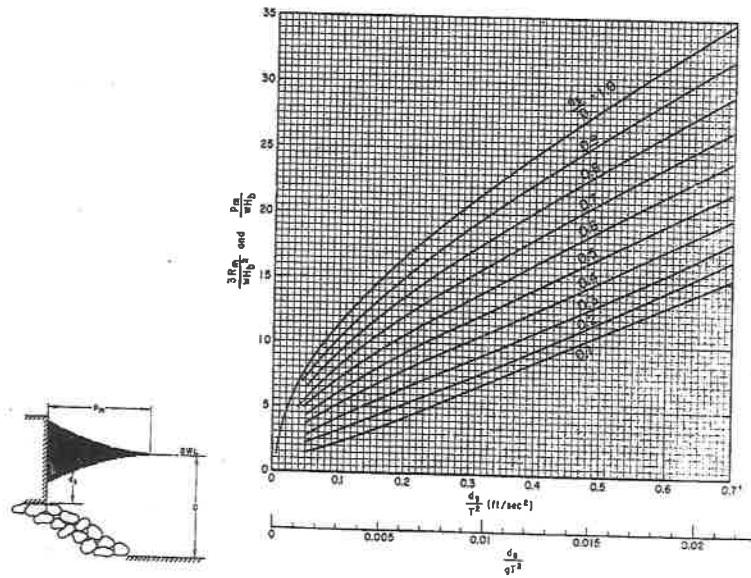


Fig. 5.6. Esquema de presiones y fuerzas de Minikin [39].

La fuerza y el momento resultante de la componente dinámica de la presión resulta:

$$R_m = \frac{P_m H_b}{3}, \quad M_m = R_m d_s = \frac{P_m H_b d_s}{3} \quad [5.7]$$

La contribución de la presión hidrostática a la fuerza y el momento volcador, permite hablar de la componente de la ola que rompe contra el muro (R_s) a la distancia $(d_s + H_b/2)$, y de su momento hidrostático (M_s), con presión en base de $w(d_s + H_b/2)$. Finalmente, con la fuerza total (R_t) y el momento total (M_t) se obtienen las expresiones:

$$R_t = R_m + R_s = R_m + \frac{w \left(d_s + \frac{H_b}{2} \right)^2}{2} \quad [5.8]$$

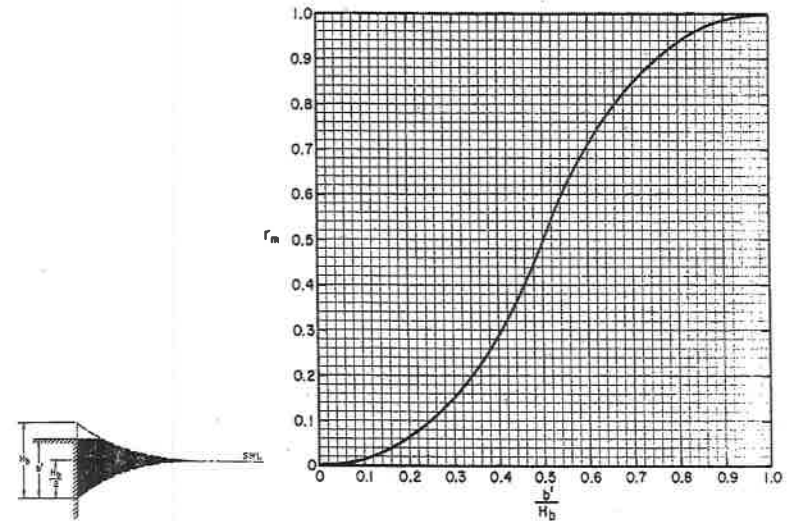


Fig. 5.7. Factor de reducción de Minikin [39].

$$M_t = M_m + M_s = M_m + \frac{w \left(d_s + \frac{H_b}{2} \right)^3}{6} \quad [5.9]$$

Con todo ello, se puede definir cual es la presión en diferentes puntos del muro, así como, la capacidad de reducción basándose en la experiencia obtenida de estudios realizados por el propio Minikin, mediante la expresión:

$$P = P_{\text{máx}} \left(1 - \frac{2y}{H} \right)^2 \quad [5.10]$$

Los picos impulsivos fueron posteriormente analizados en diferentes investigaciones como la llevada a cabo por Mitsuyatsu (figura 5.8) y Tanimoto *et al.* (figura 6.1).

Continuando con la evolución de las investigaciones, Miche desarrolla una aproximación para ondas estacionarias frente a la pared con coeficiente unitario de reflexión, corregida por Rundgren para cualquier valor de la misma.

Otro diagrama de notable importancia histórica fue el desarrollado por en los principios de la década de los setenta. Se partía en Japón de la fórmula de Hiroi de 1919-1920 para olas en grandes profundidades y de Sainflou para onda cuasiestacionaria basada en teoría trocoidal, empleando una única expresión para ola crítica básica para el deslizamiento, punto más decisivo de la estabilidad en aguas someras dada por:

$$P = P_{\text{máx}} \left(1 - \frac{2y}{H}\right)^2 \quad [5.11]$$

en la cual:

P	Presión media de la ola	(t/m ²)
l	Altura desde la base a 1,25 H por encima del nivel medio	(m)
B	Ancho del cajón	(m)
μ	Coefficiente de rozamiento o fricción	(-)
W	Peso del cajón en reposo	(t)

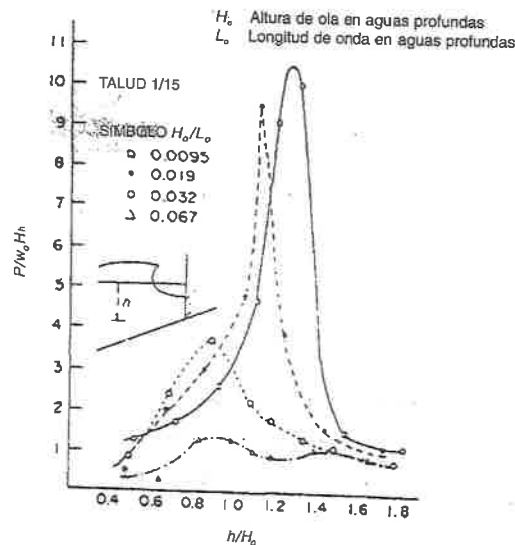


Fig. 5.8. Picos impulsivos de Mitsuyasu [18].

Ito introduce los monomios adimensionales $P/\rho \cdot gH$ y H/d obteniendo las relaciones aproximadas:

$$\frac{P}{\gamma_w H} = 0,70 \quad \text{para} \quad \frac{H}{d} < 1 \quad [5.12]$$

$$\frac{P}{\gamma_w H} = 0,15 + 0,55 \frac{H}{d} \quad \text{para} \quad \frac{H}{d} > 1 \quad [5.13]$$

La región inicial corresponde a la teoría hidrostática, de onda estacionaria, de Sainflou o de clapotis, mientras que la segunda corresponde a la rotura.

Ito asumió una distribución uniforme de presiones horizontales y triangular. Con todo ello, se permite una transición suavizada entre la acción de una ola rota y no rota.

La máxima discusión en todos los diagramas anteriores se centra en la elección de la altura de ola de diseño. Hay que tener en cuenta que la teoría de Geometría-estadística de Longuet-Higgins es un concepto de la década de los cincuenta, y, como consecuencia, las fórmulas de Hiroi,

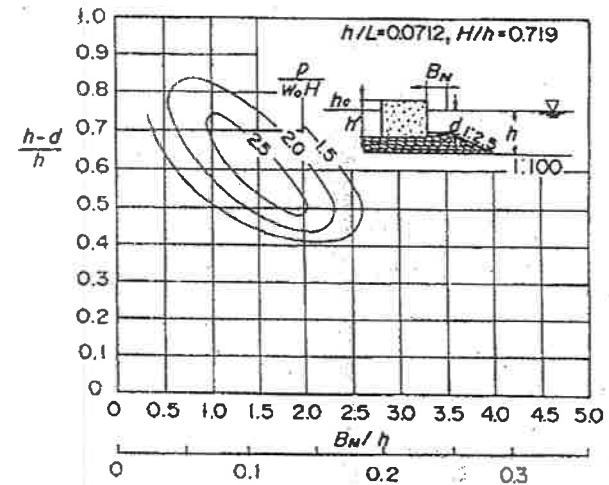


Fig. 5.9. Expresiones de Tanimoto de picos de presión [32].

Sainflou, Bagnold, Iribarren, Lira, Benezit, Miche, Miche-Rundgren, por citar algunas de las comentadas en este estado del arte previo no presentan posibilidad de distinguir entre la ola significativa, $H_{1/3}$ o promedio del tercio de olas más altas, la ola $H_{1/10}$ o promedio de las 1/10 de las N olas más altas del registro, o la $H_{máx}$ del mencionado registro ($H_{1/250}$, Goda, 1985).

Por estos motivos, los cálculos con las fórmulas anteriores resultan complejos, si bien, por la sanción práctica se utilizaban basándose en el criterio de máxima sollicitación sobre la estructura, tanto en grandes profundidades como en profundidades someras.

Este criterio permite aclarar notablemente los prediseños de estas tipologías estructurales de gravedad, monolíticas.

$$H_d = \min \{H_{máx, N}, H_b\} \quad [5.14]$$

$$H_{máx, N} = \frac{H_s}{\sqrt{2}} \left[\sqrt{\text{Ln}(N)} + \frac{0,2886}{\sqrt{\text{Ln}(N)}} \right] \quad [5.15]$$

Posteriormente se aplicarían conceptos estadísticos a la expresión anterior.

Tras esta breve pero ilustrativa descripción del estado del arte de las distintas expresiones del cálculo de un dique vertical en función de las acciones que el monolito puede recibir, así como, su forma, estacionaria, rompiente, rota..., se establece la fórmula de Goda como tremendamente representativa dentro de las innovaciones conceptuales del prediseño.

El diagrama propuesto como clásico para este tipo estructural, en el caso de diques a gran profundidad, es el propuesto por Goda en 1974. Este diagrama ha sido posteriormente modificado por Goda y Tanimoto en 1983, el cual origina el modelo de Goda generalizado (1985) y que ha sido readaptado a diques a pequeña profundidad con problemas de picos impulsivos por efecto de rotura por Takahashi durante los años 1990 a 1995. El razonamiento teórico es el siguiente.

2. Goda, 1974

El método se desarrolla con la inquietud de obtener una fórmula válida tanto en la zona de ondas estacionarias como de olas en rotura. Posteriormente, se comprobará que para estos últimos casos su expresión minimiza los esfuerzos y, como consecuencia, se aleja de la seguridad.

El diagrama propuesto tiene su mayor intensidad de presión P_1 en el nivel de agua en reposo considerado, y es nula a una altura máxima de $1,5 H_d$ sobre este nivel. En el fondo se considera una presión imaginaria P_2 , muy sensible al periodo, siendo P_3 una interpolación lineal entre los valores P_1 y P_2 .

La subpresión dinámica adopta una ley triangular de valor P_u bajo la cara expuesta de la estructura, y de valor nulo en el interior. Este valor está corregido por el propio Goda con un coeficiente α_3 que permite cotejar la realidad con la experimentación, confirmando su teoría con la práctica constructiva.

Del modelo tradicional de Goda [16], se obtienen los siguientes parámetros de diseño.

2.1. Sobre elevación

El cálculo de la sobre elevación (η^*) se realiza a través de la fórmula:

$$\eta^* = 0,75 [1 + \cos(\beta)] H_D \quad ; \quad H_D = \min \left\{ H_{\frac{1}{250}}, H_b \right\} \quad [5.16]$$

$$H_{\frac{1}{250}} = 1,80 H_{\frac{1}{3}} \quad [5.17]$$

$$H_b = 0,17 L_0 \left\{ 1 - \exp \left[-1,50 \frac{\pi h_b}{L_0} \left(1 + 15 \tan^{\frac{4}{3}} \theta \right) \right] \right\} \quad [5.18]$$

2.2. Diagrama de presiones

El diagrama de presiones de Goda se muestra en la figura 5.10:

$$P_1 = 0,50 [1 + \cos(\beta)] [\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2(\beta)] \rho_w g H_D \quad [5.19]$$

$$P_2 = \frac{P_1}{\cosh \left(\frac{2\pi h}{L} \right)} \quad [5.20]$$

$$P_3 = \alpha_1 P_1 \quad [5.21]$$

$$P_u = 0,50 [1 + \cos(\beta)] \alpha_1 \alpha_3 \rho_w g H_D \quad [5.22]$$

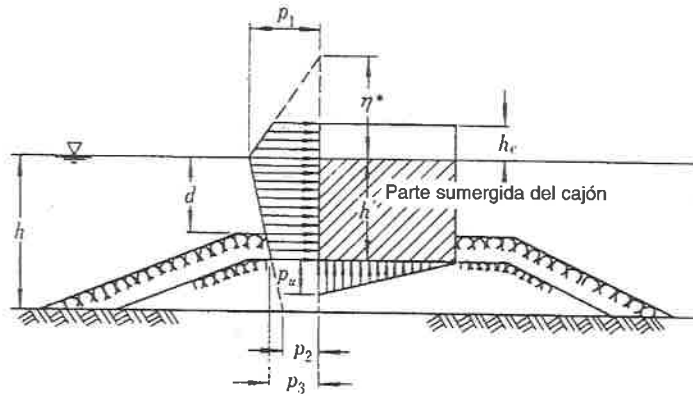


Fig. 5.10. Diagrama de presiones de Goda.

2.3. Parámetros ondulatorios

Los parámetros básicos del oleaje, pueden obtenerse a través de la siguiente formulación:

$$L_0 = \frac{gT^2}{2\pi} ; \quad L = L_0 \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \quad [5.23]$$

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) ; \quad c \cdot T = L ; \quad T = 1,1 Tm \quad [5.24]$$

2.4. Valores de los coeficientes

$$\alpha_1 = 0,60 + \frac{1}{2} \left[\frac{\frac{4\pi h}{L}}{\sinh\left(\frac{4\pi h}{L}\right)} \right]^2 \quad [5.25]$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \left(\frac{h_b - d}{3h_b} \right) \frac{H_D^2}{d^2}, \frac{2d}{H_d} \right\} \quad [5.26]$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \right] \quad [5.27]$$

3. Goda, 1985

Posteriormente el mismo Goda [17], considera los nuevos parámetros:

3.1. Fórmula de Goda para altura de ola significativa, 1985

$$H_0^* = K_r K_d H_0 \quad [5.28]$$

si $\frac{h}{L_0} > 0,20$:

$$H_{\frac{1}{3}} = K_s H_0^* \quad [5.29]$$

si $\frac{h}{L_0} < 0,20$:

$$H_{\frac{1}{3}} = \min \{ \beta_0 H_0^* + \beta_1 h, \beta_{\max} H_0^*, K_s H_0^* \} \quad [5.30]$$

3.2. Fórmula de Goda para altura de ola máxima, 1985

$$H_0^* = K_r K_d H_0 \quad [5.31]$$

si $\frac{h}{L_0} > 0,20$:

$$H_{\max} = K_s H_0^* \quad [5.32]$$

si $\frac{h}{L_0} < 0,20$:

$$H_{\max} = \min \{ \beta_0^* H_0^* + \beta_1^* h, \beta_{\max}^* H_0^*, K_s H_0^* \} \quad [5.33]$$

3.3. Coeficientes de la altura de ola significativa

$$\beta_0 = 0,028 \left(\frac{H_0^*}{L_0} \right)^{-0,38} \exp [20 \tan^{1,50}(\theta)] \quad [5.34]$$

$$\beta_1 = 0,52 \exp [4,20 \tan(\theta)] \quad [5.35]$$

$$\beta_{\text{máx}} = \text{máx} \left\{ 0,92; \quad 0,32 \left(\frac{H_0^*}{L_0} \right)^{-0,29} \exp [2,40 \tan(\theta)] \right\} \quad [5.36]$$

β Ángulo formado por la dirección de aproximación del oleaje y la línea normal a la alineación del dique. Comenzando desde la dirección principal, el oleaje suele rotar con relación a la normal y la alineación unos 15 grados, lo que compensa la incertidumbre en la estimación de la dirección del temporal y el "spreading" direccional.

3.4. Coeficientes de la altura de ola máxima

$$\beta_0^* = 0,052 \left(\frac{H_0^*}{L_0} \right)^{-0,38} \exp [20 \tan^{1,50}(\theta)] \quad [5.37]$$

$$\beta_1^* = 0,63 \exp [3,80 \tan(\theta)] \quad [5.38]$$

$$\beta_{\text{máx}}^* = \text{máx} \left\{ 1,65; \quad 0,53 \left(\frac{H_0^*}{L_0} \right)^{-0,29} \exp [2,40 \tan(\theta)] \right\} \quad [5.39]$$

La variable h_b es la profundidad a una distancia cinco veces la altura de ola significativa en frente del dique:

$$h_b = h + 5H \frac{1}{3} \tan(\theta) \quad [5.40]$$

La fuerza total a pie de cajón resulta:

$$P = \frac{1}{2} (p_1 + p_3) h' + \frac{1}{2} (p_1 + p_4) h_c^* \quad [5.41]$$

El momento total resultante es:

$$M_p = \frac{1}{6} (2p_1 + p_3) h'^2 + \frac{1}{2} (p_1 + p_4) h' h_c^* + \frac{1}{6} (p_1 + 2p_4) h_c^{*2} \quad [5.42]$$

donde:

$$P_4 = P_1 \left(1 - \frac{h_c}{\eta^*} \right) \quad \text{si } \eta^* > h_c \quad [5.43]$$

$$P_4 = 0 \quad \text{si } \eta^* < h_c \quad [5.44]$$

$$h_c^* = \text{mín} \{ \eta^*, \quad h_c \} \quad [5.45]$$

Los valores de las resultantes de subpresiones dinámicas tanto en empuje como en momento estabilizador negativo son:

$$U = \frac{1}{2} P_u B \quad ; \quad M_u = \frac{2}{3} U \cdot B \quad [5.46]$$

Los siguientes parámetros gobiernan el mecanismo de fallo en función del diagrama de Goda:

Deslizamiento

$$C_{sd} = \frac{\mu(W - U)}{F} \quad [5.47]$$

Vuelco

$$C_{sv} = \frac{\frac{W \cdot B}{2} - M_u}{M_{Fu}} \quad [5.48]$$

en la que μ es el coeficiente de fricción o rozamiento entre la estructura y la cimentación, siguiendo el criterio del cuadro 5.2.

Vuelco según ROM 05/94

La ROM 05/94 [10] en su apartado 3.7.11.3 estudia el vuelco de los muros de gravedad. Con este fin considera la plastificación de los terrenos existentes bajo la zapata en su zona de tensiones máximas, próxima al punto de vuelco, y supone que provoca una distribución tensional rectangular en la zona plastificada.

En este sentido supone que el punto de vuelco se desplaza hacia el interior de la estructura a diferencia de los criterios tradicionales de cálculo que lo sitúan en el extremo del cajón ya que a estos efectos se admite que el terreno es completamente rígido frente al vuelco del cajón.

Como datos de entrada de este cálculo se requiere haber obtenido previamente las siguientes variables:

V	Componente vertical de la fuerza actuante resultante de la combinación de hipótesis	(t)
H	Componente horizontal de la fuerza actuante resultante de la combinación de hipótesis	(t)
M_e	Momento estabilizador resultante de la combinación de hipótesis	(mt)
M_v	Momento volcador resultante de la combinación de hipótesis	(mt)

Se precisa además conocer las variables siguientes:

Φ	Ángulo de rozamiento de la banqueta de cimentación	(°)
γ'_{banq}	Peso específico sumergido de la banqueta de cimentación	(t/m ³)

La formulación seguida para la realización de los cálculos se desarrolla detalladamente en la Tabla 3.5.2 de la ROM 0.5/94 en su apartado 3.5.4.3.1, y es la siguiente:

$$P_{v,h} = q' N_q S_q i_q + \frac{1}{2} B_{ban}^* \gamma'_{ban} N_\gamma S_\gamma i_\gamma \quad [5.49]$$

en la cual:

q'	Sobrecarga en el entorno del cimiento	(t/m ²)
N_j	Coefficientes de capacidad de carga	(-)
S_j	Coefficientes de forma	(-)
i_j	Coefficientes de inclinación	(-)

$$N_c = \begin{cases} 1 & \text{Si } \Phi = 0 \\ \frac{1 + \sin \Phi}{1 - \sin \Phi} \exp^{\pi \tan \Phi} & \text{Si } \Phi \neq 0 \end{cases} \quad [5.50]$$

$$S_c = 1 + \frac{B_{ban}^* N_q}{L^* N_c} \quad [5.51]$$

$$i_q = \left(1 - 0,7 \frac{H}{V}\right)^3 \quad [5.52]$$

N_γ Coeficiente de capacidad de carga según la fórmula de Brinch-Hansen (-)

$$N_\gamma = \begin{cases} 0 & \text{Si } \Phi = 0 \\ \frac{3}{2} (N_q - 1) \tan \Phi & \text{Si } \Phi \neq 0 \end{cases} \quad [5.53]$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B_{ban}^*}{L^*} \quad [5.54]$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^3 \quad [5.55]$$

δ Ángulo de desviación de la carga respecto a la vertical (rad)

$$\tan \delta = \frac{H}{V} \quad [5.56]$$

δ^* Ángulo de cálculo cuando se pueda asegurar una cierta cohesión con el terreno (rad)

$$\tan \delta^* = \frac{H C_{svuelco}}{V} \quad [5.57]$$

B^* Anchura efectiva de cimentación (m)

Se calcula iterando en la fórmula:

$$P_{v,h} - \frac{V}{B^*} = \frac{1}{2} \gamma'_{ban} B^* N_\gamma \left[1 - \left(M_e - \frac{1}{2} V B^* \right) \frac{\tan \delta}{M_v} \right]^3 - \frac{V}{B^*} = 0 \quad [5.58]$$

en la cual:

$P_{v,h}$ Componente vertical de la presión que produce hundimiento (t/m²)

Hundimiento

El hundimiento de una estructura vertical apoyada en una banqueta consiste en la rotura del terreno natural bajo la misma debido a las tensiones tangenciales producidas durante el proceso de plastificación. De acuerdo con los resultados básicos de la geotecnia, la curva a lo largo de la cual el terreno se rompe corresponde a una zona triangular bajo la banqueta, una espiral logarítmica, y una rama recta. Dependiendo de la geometría de la banqueta, que puede provocar la existencia o no de empujes pasivos que mejoren el hundimiento, el número de capas del terreno natural y las características geotécnicas de cada una de éstas, el cálculo de la carga de hundimiento puede complicarse bastante.

En general, hay que comprobar que las cargas transmitidas por la estructura a cada una de las capas que forman la cimentación, incluida la banqueta, no superen las tensiones admisibles para cada uno de los terrenos, y que la curva que se elija de rotura sea realmente la de mínimo coeficiente de seguridad. Para ello la normativa española en la ROM 0.5/94 [10] recomienda la utilización de la fórmula de Brinch-Hansen, que se resume a continuación.

A partir de los siguientes datos de entrada:

D	Altura de la banqueta de escollera bajo cajón	(m)
L^*	Longitud de la zapata	(m)
Φ_{nat}	Ángulo de rozamiento del terreno natural	(°)
c_{nat}	Cohesión del terreno natural	(t/m ²)
γ'_{ban}	Densidad sumergida de la banqueta	(t/m ³)
γ'_{nat}	Densidad sumergida del terreno natural	(t/m ³)
ω	Ángulo de apertura de tensiones en banqueta	(°)
V	Componente vertical de la fuerza actuante resultante de la combinación de hipótesis	(t)
H	Componente horizontal de la fuerza actuante resultante de la combinación de hipótesis	(t)

Se deduce:

$$q' \quad \text{Peso de la banqueta de cimentación} \quad (t) \quad q' = D \gamma'_{ban} \quad [5.59]$$

N_q, N_c, N_γ Coeficientes de capacidad de carga (-)

$$N_q = \begin{cases} 1 & \text{Si } \Phi_{nat} = 0 \\ \frac{(1 + \sin \Phi_{nat}) \exp^{\pi \tan \Phi_{nat}}}{1 - \sin(\Phi_{nat})} & \text{Si } \Phi_{nat} \neq 0 \end{cases} \quad [5.60]$$

$$N_c = \begin{cases} \pi + 2 & \text{Si } \Phi_{nat} = 0 \\ \frac{N_q - 1}{\tan(\Phi_{nat})} & \text{Si } \Phi_{nat} \neq 0 \end{cases} \quad [5.61]$$

$$N_\gamma = \begin{cases} 0 & \text{Si} \\ \frac{3}{2} (N_q - 1) \tan(\Phi_{nat}) & \text{Si} \end{cases} \quad [5.62]$$

S_q, S_c, S_γ Coeficientes de forma de la carga (-)

$$S_q = 1 + \frac{B^*_{ban} N_q}{L^* N_c} \quad [5.63]$$

$$S_c = S_q \quad [5.64]$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B^*_{ban}}{L^*} \quad [5.65]$$

en la cual:

B^*_{ban} Zona de aplicación de tensiones sobre el terreno natural (m)

$$B^*_{ban} = 2 \left[\frac{M_e - M_v}{V} + D \tan(\omega) \right] \quad [5.66]$$

i_q, i_c, i_γ Coeficientes de inclinación de la carga (-)

$$i_q = \left(1 - 0,7 \frac{H}{V}\right)^3 \quad [5.67]$$

$$i_c = \begin{cases} \frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{c_{nat} B_{ban}^*}}\right) & \text{Si } \Phi_{nat} = 0 \\ \frac{i_q N_q - 1}{N_q - 1} & \text{Si } \Phi_{nat} \neq 0 \end{cases} \quad [5.68]$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^3 \quad [5.69]$$

Finalmente el coeficiente de seguridad a hundimiento se obtiene de la fórmula:

$$F = \frac{P_{v,h}}{P_v} \quad [5.70]$$

en la cual:

$P_{v,h}$ Componente vertical de la presión que produce hundimiento (t/m²)

P_v Componente vertical de la presión transmitida al terreno natural (t/m²)

$$P_{v,h} = q' N_q S_q i_q + c_{nat} N_c S_c i_c + \frac{1}{2} B_{nat}^* \gamma'_{nat} N_\gamma S_\gamma i_\gamma \quad [5.71]$$

$$P_v = \frac{V}{B_{ban}^*} + q' \quad [5.72]$$

Deslizamiento profundo

El deslizamiento profundo consiste en la determinación de la posible rotura del terreno por una curva que no tiene por qué pasar por el punto donde se transmiten las máximas tensiones al terreno.

Este cálculo es bastante complejo, y suele realizarse mediante el método de Bishop que considera una curva de rotura circular que se va variando a lo largo del terreno hasta encontrar el círculo de rotura que produce el mínimo coeficiente de seguridad.

Para cada uno de los círculos se discretiza el suelo contenido en el círculo mediante rebanadas verticales en las que se considera el peso de cada uno de los terrenos que forman la rebanada, y las tensiones tangenciales y normales con las rebanadas adyacentes y con la curva de deslizamiento, planteándose el equilibrio de fuerzas de todo el sistema.

Podría ocurrir que el círculo de rotura coincidiera sensiblemente con la espiral logarítmica resultante del hundimiento, siendo la única diferencia en resultado el haber considerado como curva de rotura una espiral o un círculo.

Coefficientes de seguridad

En el diseño comúnmente admitido, tanto en el libro de Goda [17] "Random seas and design of Maritime Structures", 1985; como en el Ciria-Cur Manual [6], 1991 "Manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering", el coeficiente de seguridad tanto a deslizamiento como a vuelco estructural se sitúa en 1,20, siendo μ el coeficiente de fricción admitido universalmente entre escollera de cimentación y hormigón de 0,60. La ROM 05/94, Recomendaciones para Obras Marítimas, Recomendaciones Geotécnicas, marca, sin embargo, los siguientes coeficientes de seguridad mínimos para el proyecto de diques de paramento vertical (ver cuadro 5.1 resumen de la ROM 05/94 [10]).

Cuadro 5.1. COEFICIENTE DE SEGURIDAD ROM 05/94

ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS DE ROTURA DE TIPO GEOTÉCNICO	SITUACIONES	
	Persistentes (Largo Plazo)	Accidentales (Corto Plazo)
Deslizamiento hormigón/banqueta	1,40	1,20
Hundimiento	2,50	2,00
Vuelco	1,40	1,20
Estabilidad global	1,30	1,10

Iribarren recomendaba el valor de 0,50 entre el basamento y la cimentación de escollera.

El cálculo clásico tradicional recomendaba coeficientes 1,50 a deslizamiento, 2,00 a vuelco y 3,00 a hundimiento a largo plazo [3].

Las Recomendaciones para Obras Marítimas ROM 05/94 permiten el uso de coeficientes de fricción de 0,70 aumentando los coeficientes de seguridad a deslizamiento y vuelco.

Investigaciones muy recientes desarrolladas por Bridgestone, 1997-98, han permitido alcanzar valores mejorados, entre 0,75 - 0,80 del rozamiento entre el monolito y la banqueta empleando derivados de productos neumáticos y teflón.

Nagai (1973), distinguía entre coeficiente de fricción a corto plazo (0,60) y a largo plazo, permitiendo aumentar su valor en el entorno de 0,80 (cuadro 5.2).

Cuadro 5.2. TABLA PROCEDENTE DE TAKAHASHI

COEFICIENTES DE FRICCIÓN PARA EL DISEÑO DE DIQUES	
Hormigón-hormigón	0,50
Hormigón-roca	0,50
Hormigón-banqueta	0,60
Escollera-escollera	0,80

Métodos de cálculo actuales

Dada la mejora de la informática de usuario y el desarrollo que gracias a ello han tenido áreas como la de los elementos finitos, comienza a ser factible el estudio de la estabilidad del dique vertical como un conjunto que considere la estructura y las distintas capas de terreno que forman la banqueta y el terreno natural, definiendo para cada una de ellas los parámetros geotécnicos y los criterios de plastificación que gobiernan cada una de las capas.

Hay que tener en cuenta que la estructura como sólido rígido transmite las cargas a una banqueta de escollera que se plastifica por las tensiones tangenciales con una ley parabólica de comportamiento muy distinto que el de los fangos o arenas que pueden constituir el terreno natural.

El estudio de todo este conjunto en un mismo cálculo no lineal determinará de una forma mucho más adecuada la curva de rotura y las tensiones en cada zona del terreno, así como los asentamientos, tanto a corto como a largo plazo.

Es, por consiguiente, necesario continuar los esfuerzos en este sentido en los próximos años con objeto de alcanzar un método de cálculo de coeficientes de seguridad de forma más realista que en los métodos convencionales.

4. Takahashi, 1992

Takahashi *et al.* (1992), han propuesto una modificación al método clásico de Goda (1974 y 1985) basada en nuevos resultados de ensayos de laboratorio. Estos modelos se han centrado en estudiar las presiones de impacto en profundidad reducida, dado que la formulación tradicional no las estima con suficiente exactitud, infravalorándola.

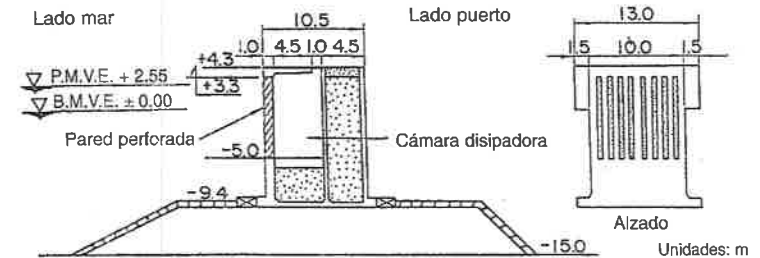


Fig. 5.11. Dique Vertical de Yobuko [13].

Por este motivo, cuando un cajón tiene el inconveniente de presentar relaciones d/h inferiores a 0,70 y, por consecuencia, la posible presencia de presiones impulsivas, hace preciso utilizar el modelo de Takahashi, 1992, o Goda modificado, y por tanto, debe comprobarse este efecto instantáneo de respuesta rápida.

En este sentido, el coeficiente α_2 de la fórmula de Goda de 1985 hay que definirlo como sigue:

$$\alpha_2^* = \max \{ \alpha_{2\text{goda}}, \alpha_I \} \quad \alpha_I = \alpha_{I0} \alpha_{I1} \quad [5.73]$$

$$\alpha_{I0} = \frac{H}{d} \quad H < 2d \quad [5.74]$$

$$\alpha_{I0} = 2 \quad H > 2d \quad [5.75]$$

El coeficiente α_{I1} se obtiene gráficamente en la figura 5.13. El valor de α_I es el coeficiente asociado a las presiones impulsivas y puede llegar a alcanzar el valor de 2, lo que da una idea de la magnitud de las mismas. El caso más desfavorable se centra en la relación $B_m/L = 0,12$: con $d/h = 0,40$ y $H/d > 2$.

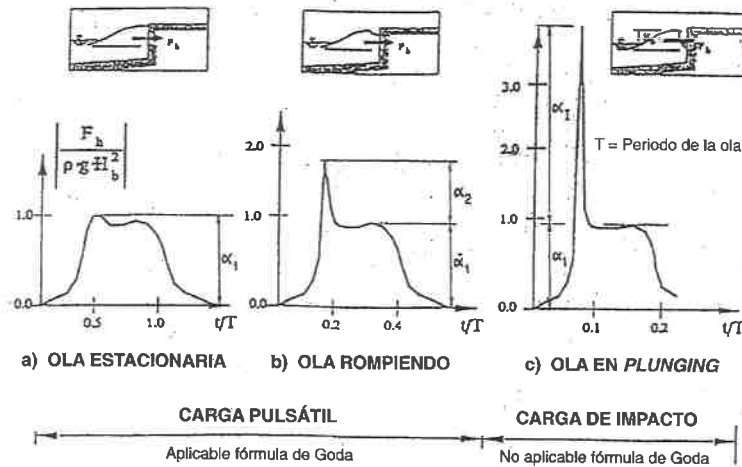


Fig. 5.12. Esquema de rotura impulsiva de Takahashi [34].

El coeficiente α_{I0} representa el fenómeno de la altura de ola al romper sobre la banquetta, mientras que α_{I1} se refiere a la forma y anchura de la misma, siendo función de $(h-d)/h$, B/L y d/h .

Para el caso de dique vertical a gran profundidad y sin oleaje en rompiente, α_I tiende a 0, con lo que tanto α_2 y α_1 son nulos y se admite el modelo clásico de Goda que además proporciona resultados conservadores con relación a las fuerzas medidas en ensayo, dado que $F_{x \text{ ensayo}} < F_{x \text{ Code}}$.

Otra forma de obtención del coeficiente de impulsión es a través de la siguiente formulación (Takahashi, Tanimoto, Shimosako, 1994) [34]:

$$\begin{aligned} \delta_{11} &= 0,98 \left(\frac{A_b}{L} - 0,12 \right) + 0,36 \left(\frac{h-h_t}{h} - 0,6 \right) \\ \delta_{22} &= -0,30 \left(\frac{A_b}{L} - 0,12 \right) + 0,93 \left(\frac{h-h_t}{h} - 0,6 \right) \end{aligned} \quad [5.76]$$

h_t Profundidad hasta la cota superior de la banquetta de escollera (m)
 A_b Anchura de la berma en la zona de influencia del oleaje (m)

$$\delta_1 = \begin{cases} 20\delta_{11} & \text{si } \delta_{11} \leq 0 \\ 15\delta_{11} & \text{si } \delta_{11} > 0 \end{cases} \quad \delta_2 = \begin{cases} 4,9\delta_{22} & \text{si } \delta_{22} \leq 0 \\ 3,0\delta_{22} & \text{si } \delta_{22} > 0 \end{cases} \quad [5.77]$$

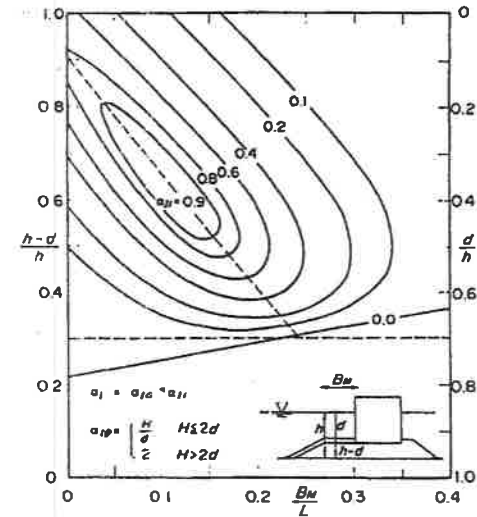


Fig. 5.13. Ábaco de Takahashi para la obtención de α_{I1} [34].

El coeficiente de impulsión de la ola se determina mediante la fórmula:

$$\alpha_{I1} = \begin{cases} \frac{\cos(\delta_2)}{\cosh(\delta_1)} & \text{si } \delta_{22} \leq 0 \\ \frac{1}{\cosh(\delta_1) \sqrt{\cosh(\delta_2)}} & \text{si } \delta_{22} > 0 \end{cases} \quad [5.78]$$

$$\alpha_{I0} = \begin{cases} \frac{H_D}{h_t} & \text{si } H_D \leq 2h_t \\ 2,0 & \text{si } H_D > 2h_t \end{cases} \quad [5.79]$$

$$\alpha_I = \alpha_{I1} \alpha_{I0} \quad [5.80]$$

La altura de ola de cálculo H_D se obtiene de:

$$H_D = \min \left\{ H_{\frac{1}{250}}, H_b \right\} ; \quad H_{\frac{1}{250}} = 1,80H_s \quad [5.81]$$

Takahashi, 1990, 1992, 1994 y 1996, utilizando resultados anteriores, entre los que cabe destacar los de Mitsuyashu de 1961-66, concluye con un diagrama de modificación del coeficiente α , de Goda en función de la pendiente del fondo, de la profundidad crítica y del peralte para diques verticales convencionales.

Takahashi *et al.* (1994), finalmente proponen:

$$\eta^* = 0,75 [1 + \cos(\beta)] \lambda_1 H_D \quad [5.82]$$

$$P_1 = 0,50 [1 + \cos(\beta)] [\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \alpha_2^* \cos^2(\beta)] \rho_w g H_D \quad [5.83]$$

$$P_u = 0,50 [1 + \cos(\beta)] \lambda_3 \alpha_1 \alpha_3 \rho_w g H_D \quad [5.84]$$

conservando las demás expresiones del modelo de Goda modificado de 1985.

5. Método de Negro, Varela y García Palacios, 1995

El modelo de Negro *et al.* [44] permite obtener el parámetro de altura de ola adimensional en el entorno de 0,50, con ancho efectivo resistente mínimo de $1,75 H_d$, o, lo que es lo mismo, $3,15 H_s$, para situaciones $h > 2 H_{1/3}$.

El modelo está basado en una serie de ajustes empíricos sobre obras realizadas en las fachadas Cantábrica y Canaria y sobre dominio de Stokes, es decir, con *ratios* de profundidad con relación a la longitud de onda superiores a 0,137, para elementos no sometidos a oleaje en rompiente y donde es aplicable el concepto de Goda de altura de ola máxima.

Esto se recoge en las expresiones siguientes:

$$H_0 < 0,50 \quad \Delta = \frac{\gamma}{\gamma_w} - 1 \quad [5.85]$$

$$H_0 = \frac{H_s}{\Delta A} \quad H_d = 1,80 H_{1/3} \quad [5.86]$$

$$A = 1,75 H_d \quad A = 3,15 H_{1/3} \quad [5.87]$$

siendo:

H_0	Monomio de la altura de ola adimensional	(-)
H_d	Altura de ola de diseño	(m)
H_s	Altura de ola significativa	(m)
Δ	Coefficiente relativo de densidades	(-)
γ	Peso específico medio del cajón	(t/m ³)
γ_w	Peso específico del agua del mar	(t/m ³)
A	Ancho efectivo resistente del cajón	(m)

Gran parte de nuestros diques monolíticos en la fachada Cantábrica han sufrido una notable evolución en su comportamiento ante la acción de los oleajes. Éstos han pasado de ser verticales a convertirse en mixtos, por el fallo global de sus secciones, quedando hoy prácticamente cubiertos por un manto de bloques que cambia el funcionamiento estructural de la sección. Este hecho conlleva una mayor dificultad en el calibrado del parámetro de ola adimensional (ver tablas expuestas en el epígrafe de averías).

Así mismo, la evolución de dique vertical a mixto o espaldón y la tipología de modelos en función del dominio de validez de las teorías orbitales ($d/L > 0,137$, Stokes, ola no rota; $d/L < 0,137$, Bousinesq, ola rota; complica aún más, el proceso de calibrado de modelos conceptuales. Así mismo, los múltiples criterios de fallos, Oumeraci (1994), con coeficientes de deslizamiento y vuelco desde estrictos ($\cong 1$) hasta próximos a 2,00, la dificultad de concretar el coeficiente de fricción a corto y largo plazo (Nagai, 1973), y la realidad del concepto de fuerza *uplift* o de subpresión nos conduce a una tarea compleja cuya sensibilidad requiere una profunda investigación.

El motivo inicial del método fue la nueva definición del parámetro de ola adimensional, resultando:

$$\frac{H}{\Delta A} = 0,50 \quad [5.88]$$

donde:

H	Altura de ola de diseño, mín { $1,80 H_{1/3}$; H_s }, Goda	(m)
Δ	Coefficiente relativo de densidades	(-)
A	Ancho efectivo de una estructura resistente	(m)

Sobre esta premisa inicial y en función de Datos de Clima Marítimo procedentes del Banco de Datos Oceanográficos y el Atlas de Oleaje de las Recomendaciones para Obras Marítimas (ROM 03/91) [9] y medidas las características físicas y geométricas de las secciones, se procedió al cálculo de las mismas tanto en la fachada Cantábrica como en la Sur Atlántica-Canaria.

El modelo del Cálculo permitió definir.

1. Estabilidad a corto plazo:

$\mu = 0,60$ (coeficiente de fricción), $\mu = 0,70 - 0,90$ Nagai, a medio-largo plazo.

2. Ancho efectivo estudiado:

- Ancho con equilibrio estricto:

$$F_d = 1,00 \quad F_v = 1,00$$

- Ancho con equilibrio Goda:

$$F_d = 1,20 \quad F_v = 1,20$$

- Ancho con equilibrio clásico:

$$F_d = 1,50 \quad F_v = 2,00$$

3. Comparación con el ancho existente:

4. Definición de los coeficientes de seguridad:

$$\text{Deslizamiento} = \frac{\mu (\text{Peso propio} - \text{Subpresión})}{\text{Esfuerzo dinámico del oleaje}} \quad [5.89]$$

$$\text{Vuelco} = \frac{\text{Momento peso propio} - \text{Momento subpresión}}{\text{Momento dinámico del oleaje}} \quad [5.90]$$

Los cálculos justificativos de las secciones propuestas y las gráficas de ajuste se exponen en el cuadro de la página 94.

Este modelo permitió contrastar las recomendaciones prácticas desarrolladas desde el Congreso de Roma de 1953, cuyas síntesis fueron:

- Los morros deben ser reforzados, ya que en las partes extremas de los diques, la ola rompe y no se refleja.

- El macizo de escollera tendrá un ancho de enrase del orden de 2,5 veces la altura de ola para el estado límite de utilización; con altura de ola $H_r \approx H_{1/10}$. Por tanto: $3,175 H_r$.
- La cota de coronación será de 1,2 a 1,5 la altura de ola para el estado límite de utilización.
- La altura libre del paramento por debajo de la Bajamar Máxima Viva Equinoccial será, al menos, 1,50 veces la altura de ola del estado límite de rotura.

El esquema de Negro *et al.* resultó más conservador que los clásicos esquemas de cálculo para diques verticales totalmente reflejantes.

6. PROVERBS, MAST III, Oumeraci *et al.*, McConnell, 1998

Como se ha comentado en la introducción, en su epígrafe primero, mediante el empleo de los resultados del Programa PROVERBS [27], del MAST III, al analizar el mapa paramétrico de los productos adimensionales de altura relativa de berma (h_b^*), altura relativa de ola significativa (H_s^*), anchura de berma relativa (B^*), berma equivalente (B_{eq}^*), fuerza horizontal (F_h) y condición de rotura en *plunging*, dada por Battjes en 1974 y por Takahashi en 1996, en la fórmula:

$$\left. \begin{aligned} \gamma &= 0,50 + 0,40 \tanh(33S_0), \quad S_0 = \frac{2\pi H}{gT^2} \\ \xi_0 &= \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{\frac{H_0}{L_0}}} > 0,46 \end{aligned} \right\} \text{ Battjes} \quad [5.91]$$

$$\frac{h_M}{H_0} = [0,59 \cdot 3,20 \tan(\alpha)] \frac{H_0}{L_0}, \quad \text{Takahashi} \quad [5.92]$$

se sistematizaron e identificaron las cargas en función de la geometría de la estructura y naturaleza del oleaje. Basado en un número suficiente de ensayos irregulares y con incidencia perpendicular al paramento impermeable y en dos dimensiones, se obtuvo el siguiente mapa de monomios adimensionales de diseño:

$$\text{Altura relativa de la berma} \quad h_b^* = \frac{h_b}{h_s} \quad [5.93]$$

$$\text{Altura relativa de ola significativa} \quad H_s^* = \frac{H_s}{h_s} \quad [5.95]$$

Nº de orden	Dique vertical	Altura de ala sin rompe (m)	Altura de ola roto (m)	Altura ola de diseño (m)	Período (sg)	Carrera de maza (m)	Prof. a pie de dique (m)	Prof. a pie de cajón (m)	H _{max} eqh. estrico F _d = 1,00 F _v = 1,00	Ascho estribo	H _{max} eqh. Goda F _d = 1,20 F _v = 1,50	Ancho Goda	H _{max} eqh. clásico F _d = 1,60 F _v = 2,00	Alcoba clásico	Ancho cajón A (m)	H _g real (m)	Comentarios
1	BILBAO Pta. Galea	18,00	25,37	18,00	18,00	4,80	33,00	30,00	0,53	30,00	0,43	38,00	0,33	44,30	30,00	0,52	Estrico
2	ZARZIS Tunes	9,00	5,91	5,91	12,00	0,80-1,20	8,00	8,00	0,49	10,50	0,41	12,50	0,33	15,50	12,66	0,41	Avería Soravteja
3	ALGROJALAS Dique Navia	10,80	21,52	10,80	15,00	1,30	32,00	14,00	0,52	18,20	0,46	21,05	0,34	28,45	28,45	0,47	P.C.M.
4	TENERIFE Dique del Este	8,48	30,27	8,48	15,00	2,70	50,00	18,00	0,68	10,80	0,56	13,23	0,48	15,30	15,88	0,51	P.C.M.
5	TENERIFE Los Llanos	8,10	33,87	8,10	15,00	2,70	50,00	12,00	0,71	10,00	0,59	12,00	0,47	14,00	12,90	0,51	P.C.M.
6	ROSARIO	5,40	11,08	5,40	12,00	2,64	18,00	10,00	0,60	7,80	0,53	8,80	0,43	11,00	8,00	0,51	Estrico
7	COMERA	9,90	12,12	9,90	15,00	3,00	26,50	13,00	0,68	9,60	0,72	11,80	0,62	13,80	10,80	0,55	Morro 31,3
8	GOMERA Dique Muelle	9,90	11,91	9,90	8,00	3,00	26,60	13,00	0,80	9,60	0,90	11,80	0,56	13,80	16,65	0,53	Clásico
9	LOS CRISTIANOS	9,90	10,42	10,00	10,00	2,50	14,00	12,00	0,72	12,00	0,59	14,60	0,48	17,85	15,85	0,53	Goda
10	SANTA CRUZ DE LA PALMA	9,90	15,89	10,00	10,00	2,50	27,00	15,00	0,92	10,70	0,75	13,10	0,57	15,00	13,85	0,44	Clásico
11	MALAGA	10,80	14,40	10,80	10,00	0,50	26,00	20,00	0,80	11,80	0,65	14,50	0,53	17,00	21,25	0,44	ROM 08/91
12	LAS PALMAS Reina Sofía	10,80	21,22	10,80	15,00	2,70	> 30,00	15,00	0,70	13,40	0,68	16,10	0,47	20,10	18,50	0,50	Clásico
13	MARIN Dique Ona	8,10	10,89	8,10	15,00	4,80	10,50	9,00	0,60	14,20	0,41	17,10	0,33	21,40	14,00	0,50	Estrico
14	DEVA	8,10	4,25	4,25	15,00	4,50	1,00 B	-2,00 P	0,57	6,90	0,477	780	0,38	8,80	7,205	0,51	Goda
15	MOTRICO	13,50	9,23	9,230	15,00	4,50	1,20 B	-12,20 P	0,61	13,20	0,51	15,90	0,40	19,80	13,00	0,40	Clásico
16	BLANCHOVE	8,10	4,25	4,25	15,00	4,80	1,00 B	-2,00 P	0,62	6,00	0,51	7,20	0,42	9,80	8,60	0,44	Clásico
17	BÉRMEJO	9,90	5,21	5,21	15,00	4,80	1,00 B	-6,00 P	0,68	6,70	0,57	8,00	0,45	10,00	10,00	0,45	Clásico
18	SAN VICENTE	11,70	6,09	6,09	15,00	5,00	1,00 B	-2,00 P	0,34	15,70	0,289	18,90	0,22	23,80	10,60	0,50	Desconocido
19	LUANCO	16,02	8,89	8,89	16,00	5,00	13,00 P	-7,00 P	0,38	20,20	0,322	24,20	0,25	30,30	10,30	0,88	Berme de protecc.
20	LASTRES	16,11	9,23	9,23	15,00	5,23	12,75 P	-11,75 P	0,52	15,50	0,43	18,50	0,38	23,20	10,30	0,77	Cuadras
21	TAZONES	12,60	6,80	6,80	15,00	4,60	8,50 P	-8,50 P	0,53	11,20	0,44	13,80	0,35	16,80	10,80	0,57	Berme de protecc.
22	CANDAS	10,80	5,73	5,73	15,00	5,25	6,50 B	-1,50 B	0,54	9,30	0,44	11,20	0,35	14,00	9,60	0,53	Estrico

$$\text{Anchura de bermas relativa} \quad B^* = \frac{B_{eq}}{L} \quad [5.95]$$

$$\text{Fuerza horizontal relativa} \quad F_h^* = \frac{F_h}{\rho_w g H_b^2} \quad [5.96]$$

$$\text{Bermas equivalentes} \quad B_{eq} = B_b + 0,50 h_b \cot(\alpha) \quad [5.97]$$

y con ello, la naturaleza de las cargas (estacionarias, impacto o cíclica [figura 5.14]), y la respuesta de la estructura (figura 5.18).

7. Tipologías de diques verticales especiales

A continuación se muestra una descripción con ejemplos de distintas secciones de diques verticales especiales; donde se han aplicado los métodos de cálculo de estabilidad estructural que han sido descritos en epígrafes anteriores.

1. Cámaras disipadoras de energía de oleaje [31]:

- Antecedentes:
 - Puerto de Takamatsu, 1970.
- Desarrollo:
 - Puerto de Yobuko (5.23).
 - Puerto de Funakawa y Puerto de Sakata (5.24).

2. Mejoras antidifreñantes que aprovechan la energía del oleaje:

- Antecedentes:
 - Puerto de Niigata, 1987 (5.25).
- Desarrollo:
 - Puerto de Wakayama, 1990 (5.26).

FORMULACIÓN DIQUES ROMPEOLAS

Vicente Negro Valdecantos

Ovidio Varela Carnero

CON LA COLABORACIÓN DE

Jaime H. García Palacios, José S. López Gutiérrez
y Javier I. Mora Quintero

Diseño de Diques Rompeolas

CONCEPTOS GENERALES
COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL Y FUNCIONAL
PROCESO CONSTRUCTIVO

COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

Colección señor

Estos conceptos serán expuestos en los epígrafes 5.3.3, «Fórmulas de prediseño del manto», y 5.3.3.2, «Fórmulas de cálculo con oleaje irregular» (Modelo de Van der Meer, 1988).



Fig. 5.3. Criterio general de averías en un Rompeolas [86].

3. Fórmulas de determinación del peso medio de los cantos del manto principal

3.1. Razonamiento teórico

Existe un gran número de expresiones empíricas que pretenden resolver el problema del ataque de las olas sobre un macizo granular formado por elementos de distinta graduación. La mayor parte de ellas relacionan, para la fase de iniciación de averías, la altura de ola con el peso medio de las unidades resistentes. Éstas tienen en cuenta la potencia al cubo de las alturas de ola, con la sensibilidad que el problema conlleva.

Analicemos, de forma somera, la afirmación anterior. Primeramente se emplea el análisis dimensional de Buckingham.

Sean γ_w , H y T , peso específico del agua del mar, altura de ola y periodo, los parámetros linealmente independientes para definir los monomios adimensionales. Empleando el sistema Longitud-Fuerza-Tiempo, $L-F-T$, se puede escribir:

	LONGITUD	FUERZA	TIEMPO
Peso específico (γ_w)	-3	1	0
Altura de ola (H)	1	0	0
Periodo (T)	0	0	1
Peso de los cantos (W_{50})	0	1	0

El monomio adimensional, sabiendo que el determinante de los coeficientes de las incógnitas (γ_w-H-T) es distinto de cero, se expresa con sus ecuaciones de resolución de la manera siguiente:

$$\pi = \gamma_w^a * H^b * T^c * W$$

$$-3*a+b=0, a+1=0, c=0, b=-3, a=-1$$

Por tanto, resulta el producto adimensional:

$$\pi = \frac{W}{\gamma_w * H^3}, W = K * \gamma_w * H^3$$

A continuación, se estudia el fenómeno desde la perspectiva de equilibrio estático en la mecánica racional.

Supongamos dos cantos con un punto de contacto A en el talud, siendo su peso medio sumergido W' . El valor del mismo es función del diámetro nominal equivalente, y será, en consecuencia:

$$W' = g * (\rho - \rho_w) * D^3$$

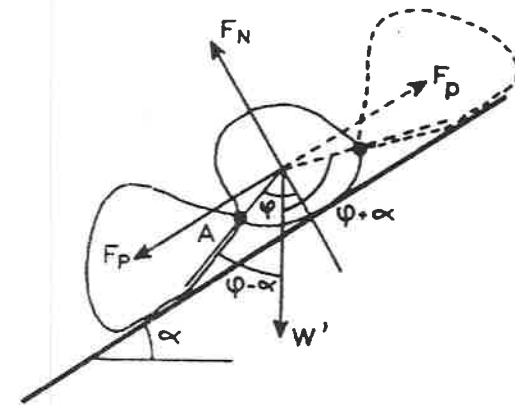


Fig. 5.4. Equilibrio de los cantos según Sigurdson, en 1962 [8].

Tomando momentos respecto del punto de contacto y suponiendo un esquema de fuerzas normales, perpendiculares al talud, F_N , y fuerzas paralelas, F_P , hacia abajo y hacia arriba en función del flujo y reflujos del oleaje sobre el talud y el equilibrio correspondiente en función del ángulo « α », se obtiene:

$$F_N \cdot \sin \phi \cdot \frac{D}{2} + F_P \cdot \cos \phi \cdot \frac{D}{2} = g \cdot W_{30}' \cdot \sin(\phi - \alpha) \cdot \frac{D}{2}$$

Empleando la relación entre fuerzas y alturas de ola planteada por Hudson en 1959, podemos obtener:

$$F = \rho \cdot g \cdot H \cdot D^2 \cdot C$$

Asumiendo que « C_1 » es un coeficiente para fuerzas normales; « C_2 », para fuerzas paralelas y « K » es la relación entre el diámetro de la partícula « D » y su nominal medio « D_{n50} ».

Escribiendo la ecuación de equilibrio en esta situación, se obtiene:

$$\begin{aligned} \rho \cdot g \cdot D_{n50}^3 \cdot C_1 \cdot H \cdot \sin \phi \cdot \frac{K^3}{2} + \rho \cdot g \cdot D_{n50}^3 \cdot C_2 \cdot H \cdot \cos \phi \cdot \frac{K^3}{2} = \\ = g \cdot (\rho - \rho_w) \cdot D_{n50}^4 \cdot \sin(\phi - \alpha) \cdot \frac{K^4}{2} \end{aligned}$$

Definiendo el coeficiente relativo de pesos específicos, « Δ », y operando, se obtiene:

$$\begin{aligned} \Delta = \frac{\gamma}{\gamma_w} - 1 ; \rho \cdot g = \gamma \\ \frac{H}{\Delta \cdot D_{n50}} = \frac{K \cdot \sin(\phi - \alpha)}{C_1 \cdot \sin \phi + C_2 \cdot \cos \phi} \end{aligned}$$

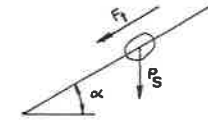
Empleando la teoría de Iribarren, 1950, sobre la base del coeficiente de fricción, $\mu = \tan \phi$:

$$\frac{H}{\Delta \cdot D_{n50}} = \frac{K \cdot (\mu \cdot \cos \alpha - \sin \alpha)}{(\mu \cdot C_1 + C_2)}$$

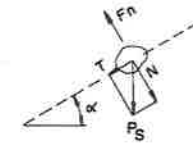
Sobre la base de los dos razonamientos anteriores: ecuación fundamental de los productos o monomios adimensionales y empleo de la mecánica racional, es posible definir las múltiples formulaciones para determinar el peso medio de las unidades del manto principal de un dique.

Pese a todas las consideraciones anteriores, las fórmulas presentan un predominio de H^3 , aunque los efectos del periodo y su correlación, $H-T$, hayan sido profundamente estudiados, Ahrens (1975), Bruun y Gümbak

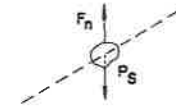
CASTRO
(1933)



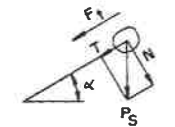
IRIBARREN
(1952)
Taludes sumergidos



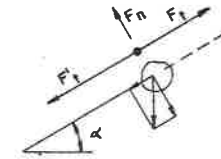
LARRAS
(1952)
Taludes sumergidos



IRIBARREN Y NOGALES
(1952)



HEDAR
(1953)



HUDSON
(1959)



IRIBARREN
(1965)

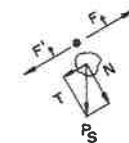


Fig. 5.5. Diferentes esquemas de equilibrio de los cantos del manto principal [22].

(1976), Suárez Bores (1977), Losada y Giménez-Curto (1979), Van der Meer (1988); al igual que la forma de rotura del oleaje sobre el talud, Losada y Giménez-Curto, (1979-81), Van der Meer, (1988), o el efecto de la duración de las tormentas, Suárez Bores (1976) y Van der Meer (1988), entre otras variables.

Las componentes del flujo, los efectos de porosidad y permeabilidad de los mantos, así como los equilibrios de las piezas hacia arriba y hacia abajo en función del talud crítico, han sido conceptos tratados desde el principio de la década de los 50 (Hedar, 1953; Iribarren, 1965) hasta nuestros días.

Pero, después de esta reflexión, el ingeniero se pregunta: «¿Qué apellido tiene la ola de diseño o cálculo?»

La respuesta no es, a veces, sencilla.

3.2. Altura de ola de diseño

Tras las reflexiones y matizaciones anteriores, se precisa definir para esta tipología de Dique Rompeolas, con infinitos puntos de contacto en sus piezas sueltas, en talud y con modo de fallo gradual, la variable principal o característica; es decir, la altura de ola de diseño. De forma sencilla y somera, se exponen distintos criterios:

$$H_d = \min \left(\frac{H_1}{10}; H_b \right); \frac{H_1}{10} = 1.27 * \frac{H_1}{3}; \frac{H_1}{3} = H_s$$

- Rayleigh, condiciones de aguas profundas:

$$\frac{H_1}{10} = 1.27 * H_s; \frac{H_1}{50} = 1.55 * H_s; H_{\max} = 1.80 * H_s, H_{\max} = \frac{H_1}{250}$$

- Rayleigh, profundidades de transición hacia la zona de rotura:

$$\frac{H_1}{10} = (1.19 + 0.04) * H_s; \frac{H_1}{50} = (1.33 + 0.12) * H_s$$

$$H_{\max} = 1.33 * H_s$$

FORMAS DE ROTURA:

Modelos clásicos de rotura por fondo (toda H se refiere a H_b):

1. Munk-Mac Gowan:

$$\frac{H}{d} = 0.78$$

2. Gümbak:

$$\frac{H}{d} = 0.80; \xi < 0.20$$

$$\frac{H}{d} = 0.87 * \xi + 0.63; 0.20 < \xi < 0.66$$

$$\frac{H}{d} = 1.20; \xi > 0.66$$

3. Weggel:

$$\frac{H}{d} = \frac{b}{1 + \frac{a * d}{g * T^2}}; a = 43.70 * (1 - \exp(-19 * i))$$

$$b = \frac{1.56}{1 + \exp(-19.5 * i)}$$

4. Battjes:

$$\frac{H}{d} = 0.50 + 0.40 * th(33 * s_0); s_0 = \frac{2 * \pi * H_s}{g * T_s^2}$$

5. Kimshi-Saeki:

$$\frac{H}{d} = 5.618 * m^{0.40}$$

6. Collins:

$$\frac{H}{d} = 0.72 + 5.60 * m$$

Hasta un número de treinta modelos de rotura por fondo.

Modelos clásicos de rotura por forma:

1. Miche en profundidades indefinidas:

$$\frac{H}{L} = \frac{1}{7}$$

2. Miche en profundidades reducidas:

$$\frac{H}{L} = 0.142 * th(k * h); K = \frac{2 * \pi}{L}$$

Con la validez de los parámetros de la onda siguientes:

$$L_0 = \frac{g * T^2}{2 * \pi} ; L = L_0 * th \frac{2 * \pi * d}{L}$$

$$\xi = \frac{tag \alpha}{\sqrt{\frac{H}{L}}} ; s_{om} = \frac{2 * \pi * H_s}{g * T_z^2} ; \xi = \frac{tag \alpha}{\sqrt{s_{om}}}$$

en donde:

$H_{1/3}$	Altura de ola significativa o promedio del tercio de olas más altas, m.
H_s	Altura de ola significativa, m ($H_s = H_{1/3}$).
$H_{1/10}$	Altura de ola promedio del décimo de olas más altas, m.
$H_{1/50}$	Altura de ola promedio de $1/50 * N$ olas más altas, m.
$H_{m\acute{a}x}$	Altura máxima del registro de N olas, m.
$H_{1/250}$	Altura de ola promedio de $1/250 * N$ olas más altas, m (según el criterio de Goda, coincide con la $H_{m\acute{a}x}$).
H_d	Altura de ola de diseño, m.
H_b	Altura de ola en rotura, m.
ξ	Número de Iribarren, -.
s_{om}	Peralte adimensional, -.
α	Talud de la plataforma, °.
i	Pendiente del terreno natural, -.
m	Pendiente del terreno natural, - (la notación varía según formulaciones).
d	Profundidad de la lámina de agua, m.
h	Profundidad de la lámina de agua, m (la notación varía según formulaciones).
L_0	Longitud de onda en profundidades indefinidas, m.
L	Longitud de onda en profundidades reducidas, m.
g	Aceleración de la gravedad, m/s^2 .
T	Periodo ondulatorio, s.
K	Número de onda, -.
a, b	Constantes de ajuste.
π	Número pi.
N	Número de olas activas de un registro de oleaje, -.

La notación empleada es la definida por cada uno de los autores en sus respectivas investigaciones y propuestas, de manera que resulte compleja la uniformidad de la misma, ya que se ha querido respetar la originalidad en sus estudios con sus terminologías y nomenclaturas propias.

De la misma manera, las fórmulas para el cálculo del peso de los cantos del manto exterior se proponen tal como en su día quedaron definidas por sus autores respectivos, no debiéndose homogeneizar la terminología entre ellos, dada la sanción práctica de las mismas y el uso frecuente de las expresiones, limitando con ello las posibles dificultades de comprensión.

3.3. Fórmulas de prediseño del manto

Con un tratamiento literario de notable sensibilidad, se publica por don Eduardo de Castro y Pascual (*Revista de Obras Públicas*, abril de 1933) la primera fórmula para el cálculo del peso de los cantos del manto principal de un Dique de Escollera, función del cubo de la altura de ola, la pendiente del talud y la densidad relativa de los cantos.

En 1938, y debido a la influencia del estudio anterior, Iribarren publica su primera expresión, que generalizará en 1950 con la ayuda de Casto Nogales y culminará tras siete años de experiencia en taludómetro (1957-1965), con el Congreso de Estocolmo del PIANC-AIPCN, introduciendo en su expresión, de forma directa, el encaje y fricción entre las piezas, e indirecta, el efecto rotura y periodo de oleaje en la estabilidad del macizo granular.

Entre estos dos grandes ingenieros e investigadores marítimos españoles, una serie de personalidades irrumpen en la disciplina portuaria: Larras (1952) presenta una fórmula donde aparece por primera vez la longitud de onda. Abecasis (1953) critica para piezas especiales los coeficientes de encaje unitarios propuestos por don Ramón Iribarren. Hedar (1953) desarrolla una expresión con variación del equilibrio en base a la subida y bajada de la vena líquida sobre el talud y a su mecanismo de rotura.

Hudson y Jackson (1959) presentan una fórmula de reconocida difusión —y cierta limitación— con estructura semejante a la de Iribarren. En estos años, múltiples investigadores desarrollan sus expresiones, siendo muy parecidas, destacando por su singularidad las empleadas en las normativas soviéticas, SN-92-60, con incidencia hacia arriba y hacia abajo de la ola sobre el talud, el efecto hielo en los diques y la combinación altura de ola y periodo en forma de $H^2 * T$ (Ryhtchesvsky).

Todas las formulaciones anteriores parten de ensayos con oleaje regular y ajustes empíricos de sus coeficientes. Los primeros resultados con oleaje irregular los publican Carstens, Törum y Traetteberg en 1966.

Font analiza el efecto de la duración de los temporales en 1968. Suárez Bores aplica el método de Monte Carlo para el riesgo de iniciación de avería de un Dique en Talud entre 1968 y 1970. Battjes (1974) introduce el número de Iribarren en el estudio de los flujos sobre distintos taludes.

En 1976, el PIANC-APICN elabora un informe con todas las formulaciones existentes, sus ajustes y dispersiones en cuanto a los resultados obtenidos. Ese mismo año, Suárez Bores propone una función bivariada de fallo, altura de ola característica-duración de los temporales, tras los eventos acaecidos en Bilbao en marzo y diciembre.

Al año siguiente, desarrollará su método sistémico multivariado, verdadero precedente de los esquemas de cálculo semiprobabilísticos (Nivel I) y probabilísticos (Nivel II y III).

Losada y Giménez-Curto, en 1979, analizan la combinación altura de ola-periodo y probabilidad de fallo para elaborar una expresión con datos de Iribarren, Ahrens *et al.* y Hudson, en incidencia normal y oleaje regular. Será en 1982 cuando generalicen su función de estabilidad para el caso de incidencia oblicua.

Las averías de Bilbao (1976), Sines (1978), San Ciprián (1979, 1980, 1982), Arzew el-Djedid (1980), Trípoli (1981), marcaron la década de los 80. Estos sucesos condujeron a la aportación de una serie de reflexiones tanto en las alturas de ola de diseño como en las constantes de estabilidad, cuya consecuencia fue un prediseño más conservador (*Shore Protection Manual*, 1984).

Ryu, en 1984, con trenes de oleaje irregular, publica una primera expresión con la naturaleza completa del espectro de respuesta del oleaje sobre el dique. Esta investigación ha sido continuada desde entonces con el apoyo de Sawaragi (1986) y Kim (1994).

En 1985, Losada y Desiré generalizan las funciones de estabilidad para cubos ($a * a * a$) y bloques paralelepípedicos ($a * a * 2 a$; $a * a * 1,50 a$), definiendo la fuerte aleatoriedad de la respuesta.

Entre 1981 y 1988, Van der Meer desarrolla una nueva expresión para escolleras, cubos, tetrápodos y acrópodos, basada en ensayos con oleaje irre-

gular y combinando altura de ola, periodo, duración de los temporales, permeabilidad teórica del manto, forma de rotura y número de Iribarren. Esta formulación ha constituido un despegue en el campo de los Rompeolas por su notable repercusión.

En 1990, Medina *et al.* analizan el efecto de los grupos de olas en la respuesta de los taludes. Burcharth, en 1992, propone expresiones basadas en el parámetro de altura de ola adimensional para bloques y dolos; Berenguer, 1993 y 1998, para betas, cubos perforados y antifér perforados; De Jong, 1996, para tetrápodos en rotura tipo voluta o *plunging*; Bhangeloe, 1998, para cubos monocapa; Melby, para *core-locs*...

Además de las clásicas investigaciones sobre los Rompeolas, las nuevas tipologías de dique también han constituido un tema sujeto a reflexión.

Givler y Sorensen, en 1986, desarrollan un modelo para Diques Sumeridos. Ahrens, en 1987-1990, plantea el equilibrio dinámico de los macizos y su estabilidad, definiéndolo para los Diques Arrecife. Vidal *et al.*, en 1992, estudian la estabilidad por sectores de diques rebasables estáticamente estables y sumergidos.

Se desarrollan los Diques Berma y en Manto en *D*, si bien antecedentes históricos de nuestras obras demuestran realidades constructivas de estas tipologías en el siglo XIX (Tarragona y Alicante).

Pese a ello, y estando en el camino que se estima correcto, el problema requiere un enfoque de análisis del flujo en el interior del talud y su respuesta ante el flujo y reflujo de los trenes de onda incidentes (Losada *et al.*, 1988; Kobayashi *et al.*, 1987-1989-1990; Sun *et al.*, 1992...).

Los autores han planteado un modelo de equilibrio semejante al desarrollado por Terzaghi que les ha permitido estudiar ciertos problemas de averías locales en manto de Rompeolas.

En este epígrafe, y dado lo prolijo del tema, solamente se han descrito aquellas expresiones que por su origen, innovación conceptual, aceptación de la comunidad científica y profesional, desarrollo investigador, entre otros aspectos, han tenido alta difusión. Sirvan de ejemplo tanto las tablas siguientes como la breve descripción de las clásicas expresiones.

Tabla 5.2a. CRITERIOS DE ESTABILIDAD HIDRÁULICA DEL MANTO PRINCIPAL EN OLEAJE REGULAR E IRREGULAR (RYU. 1999) [75]

OLEAJE REGULAR

AUTOR Y FÓRMULA GENERAL DE DISEÑO

Castro	$W = \frac{0.704 H^3 \gamma_r}{(\cot \theta + 1)^2 \sqrt{\cot \theta - 2/\gamma_r} (\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$	Hedar	$W = \frac{K H^3 \gamma_r}{(\cos \theta - \sin \theta)^3 (\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$
Iribarren	$W = \frac{K H^3 \gamma_r}{(\cos \theta - \sin \theta)^3 (\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$	Svee	$W = \frac{K H^3 \gamma_r}{\cos^3 \theta (\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$
Iribarren	$W = \frac{K H^3 \gamma_r}{(\mu \cot \theta + \sin \theta)^3 (\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$	Hedar	$W = \frac{KK_1^3 H^3 \gamma_r}{(\mu \cos \theta - \sin \theta)^3 (\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$
Mathews	$W = \frac{0.0149 H^3 \gamma_r}{(\cot \theta - 0.75 \sin \theta)^2 (\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$	SN-92-60	$W = \frac{K H^2 L \gamma_r}{\sqrt{1 + \cot^3 \theta} (\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$
Tyrrel	$W = \frac{K H^2 T \gamma_r}{(\mu - \tan \theta)^3 (\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$	Ryhtchevsky	$W = \frac{K H^2 L \gamma_r}{\cos^3 \theta \sqrt{\cot^3 \theta} (\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$
Rodolf	$W = \frac{0.0162 H^2 T \gamma_r}{\tan^3 (45^\circ - \theta/2) (\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$	Metelicyna	$W = \frac{KK_s H^3 \gamma_r}{\cos^3 (23^\circ + \theta) (\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$
Hudson	$W = \frac{1 H^3 \gamma_r}{K_D \cot \theta (\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$	Goldshtein & Kononenko	$W = 0.3K \tan^{1.83} \theta \frac{H^3 \gamma_r}{(\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$
Larras	$W = \frac{K \left[\frac{2\pi h}{\sinh 4\pi z/L} \right]^3 H^3 \gamma_r}{(\cot \theta - \sin \theta)^3 (\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$	Beaudevin	$W = KK_c \left[\frac{1}{\cot \theta - 0.8} - 0.15 \right] \frac{H^3 \gamma_r}{(\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$

$H, H_{1/3}$: Altura de ola incidente, K, K_s, K_c : Constantes de estabilidad, L : Longitud de onda, T : Periodo, W : Peso, h, z : Profundidad a pie de dique y banqueta, θ : Talud, μ : Coeficiente de fricción, γ_r, γ_w : Pesos específicos, K_s : Factor de seguridad, D, D_r, D_R : Nivel de daño (%), Q_p : Parámetro de pico espectral, N : Número de olas activas, ξ_w : Parámetro de similaridad, N_s, N_c : Números de estabilidad.

Tabla 5.2b. CRITERIOS DE ESTABILIDAD HIDRÁULICA DEL MANTO PRINCIPAL EN OLEAJE REGULAR E IRREGULAR (RYU. 1999) [75]

OLEAJE IRREGULAR

AUTOR Y FÓRMULA GENERAL DE DISEÑO

Van der Meer (1986)	$W \geq \frac{\xi_w^{3/2} \gamma_r H_{1/3}^3}{[6.2P^{-0.13} (D_r / \sqrt{N})^{0.2}]^3 (\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$ for $\xi_w < \xi_c$
	$W \geq \frac{\gamma_r H_{1/3}^3}{[P^{-0.13} (D_r / \sqrt{N})^{0.2} (\cot \theta)^{0.5} \xi_w^p]^3 (\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}$ for $\xi_w > \xi_c$
Ryu (1984), Ryu & Sawaragi (1986)	$W \geq \left[\frac{\gamma_w (5.4 Q_p + 17.73) \tan \theta}{\gamma_r^{1/3} (D + 36.3) \tan \phi} \right]^{3/2} H_{1/3}^3$
Kaku, Kobayashi & Ryu (1991)	$W \geq \frac{\gamma_r H_{1/3}^3}{[P^{-0.13} (S/\sqrt{N})^{0.2} (\cot \theta)^{0.5} \xi_w^p]^3 (\gamma_r / \gamma_w - 1)^3}, \begin{cases} S \cong 2.69 N_s^2 \tan \alpha - 2.41 & \text{for } N_s > N_c \\ S = 0 & \text{for } N_s \leq N_c \end{cases}$
Ryu & Kim (1994)	$W \geq \left[\frac{\gamma_w (1.19 Q_p + 3.88) \tan \theta}{\gamma_r^{1/3} (D / AN^{0.25} + 5.82) \tan \phi} \right]^{3/2} H_{1/3}^3, A = 0.194 \cos \left(\frac{(2.3 - 0.005D) - \xi_{1/3}}{2} \right)$

$H, H_{1/3}$: Altura de ola incidente, K, K_s, K_c : Constantes de estabilidad, L : Longitud de onda, T : Periodo, W : Peso, h, z : Profundidad a pie de dique y banqueta, θ : Talud, μ : Coeficiente de fricción, γ_r, γ_w : Pesos específicos, K_s : Factor de seguridad, D, D_r, D_R : Nivel de daño (%), Q_p : Parámetro de pico espectral, N : Número de olas activas, ξ_w : Parámetro de similaridad, N_s, N_c : Números de estabilidad.

Tabla 5.3. CRITERIOS DE ESTABILIDAD HIDRÁULICA DEL MANTO (BURCHARTH. 1999) [72]

INVESTIGADOR	FÓRMULA MODIFICADA	INVESTIGADOR	FÓRMULA MODIFICADA
Castro (1933)*	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = \left\{ K_1 (\cot \alpha + 1)^2 \sqrt{\cot \alpha - \frac{2}{\rho_m}} \right\}^{\frac{1}{2}}$	Iribarren (1965)*	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = K_{12}^{\frac{1}{2}} (\tan \varphi \cos \alpha - \sin \alpha)$
Iribarren (1938)	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = K_2^{\frac{1}{2}} (\cos \alpha - \sin \alpha)$	Metelicyna (1967)*	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = K_{13}^{\frac{1}{2}} \cos(23^\circ + \alpha)$
Mathews (1948)*	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = \left\{ K_3 \frac{H}{T} (\cos \alpha - 0.75 \sin \alpha)^2 \right\}^{\frac{1}{2}}$	SPM (1977)	$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \alpha)^{\frac{1}{2}}$
Epstein, Tyrrel (1949)*	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = K_4^{\frac{1}{2}} (\tan \varphi - \tan \alpha)$	Losada, Girménez-Curto (1979)	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = \{ A(\xi - \xi_0) \exp[B(\xi - \xi_0)] \}^{-\frac{1}{2}}$
Hickson, Rudolf (1951)	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = \left(K_5 \frac{H}{T} \right)^{\frac{1}{2}} \tan \left(45^\circ - \frac{\alpha}{2} \right)$	SPM (1984)	$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \alpha)^{\frac{1}{2}}$
Hudson, Jackson (1963)	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = K_6^{\frac{1}{2}} \frac{(\tan \varphi \cos \alpha - \sin \alpha)}{\tan \varphi}$	Hedar (1986)	$\frac{H_b}{\Delta D_{n50}} = \left(\frac{6}{\pi} \right)^{\frac{1}{2}} \left\{ \frac{B f_1(\gamma) \cos \alpha}{A \left(\frac{h_b}{H_s} + 0.7 \right) (\tan \varphi + 2)} \right\}$
Larras (1952)*	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = K_7^{\frac{1}{2}} (\cos \alpha - \sin \alpha) \frac{\sinh \frac{4\pi H}{L}}{\frac{4\pi H}{L}}$	Medina, McDougal (1988)	$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \frac{1.86}{1.27} \sqrt{\frac{2}{\ln N_s}} (K_D \cot \alpha)^{\frac{1}{2}}$
Beauvevin (1955)*	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = \left\{ K_8 \left(\frac{\cot \alpha - 0.8}{1.12 - 0.15 \cot \alpha} \right) \right\}^{\frac{1}{2}}$	Van der Meer (1988)	$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \begin{cases} 6.2 \xi_m^{-0.5} P^{0.18} \left(\frac{s}{\sqrt{N_s}} \right)^{0.2} \\ \xi_m^P \sqrt{\cot \alpha} P^{-0.13} \left(\frac{s}{\sqrt{N_s}} \right)^{0.2} \end{cases}$
Hudson (1968)	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \alpha)^{\frac{1}{2}}$		
Goldstein, Kononenko (1959)*	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = (K_9 \tan^{1.83} \alpha)^{\frac{1}{2}}$	H_n	Altura de ola
SN-92-60 (1960)*	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = \left(K_{10} \frac{H}{L} \sqrt{1 + \cot^2 \alpha} \right)^{\frac{1}{2}}$	L	Longitud de onda
Svee (1962)	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = K_{10}^{\frac{1}{2}} \cos \alpha$	N_s	Número de olas
Rybtshevsky (1964)*	$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = \left(K_{11} \frac{H}{L} \right)^{\frac{1}{2}} \cos \alpha \sqrt{\cot \alpha}$	z	Profundidad
		Δ	Coef. relativo de densidades
		φ	Ángulo de rozamiento
		γ, P	Permeabilidad
		K, A, B	Constantes empíricas
		T	Periodo
		ξ_n	Parámetro de similitud
		h_b	Profundidad
		D_{n50}	Diámetro nominal
		ρ_m	Peso específico
		α	Talud
		S	Nivel de daño
		$f_1(\gamma)$	Permeabilidad

(Fuente: PIANC, 1976)

3.3.1. Fórmulas de cálculo con oleaje regular

FÓRMULA DE CASTRO, 1933:

«No he de atreverme yo con lo que no se atrevieron otros de más valor y fama. Autores de universal renombre titubean cuando llega el momento de determinar el talud de una escollera batida por las olas, y justifican sus dudas y vacilaciones con las grandes dificultades que tiene el problema.»

De esta manera, sensible y sentida, comenzaba el artículo del profesor de la Escuela y director durante décadas del Puerto del Musel en Gijón, don Eduardo de Castro y Pascual, considerado como el pionero de las fórmulas clásicas de las escolleras en los Diques Rompeolas (*).

El artículo, mezcla de poesía y técnica, recoge párrafos tan espléndidos como los siguientes:

«No es la ola cuando choca contra el dique la que remueve la escollera; sino la ola al retirarse, al retroceder; al ir cuesta abajo por el talud; cuando ya no es ola ni recuerda ningún movimiento propio de las ondas, y no es más que una masa de agua que por la acción de la gravedad se despeña.»

«Se tienen todos los datos para plantear el problema: peso de la piedra, pendiente del talud y altura de ola. La forma de la piedra no es indiferente, pero se puede suponer, en este cálculo, que es un cubo.»

«Quiero unir a esta corrección el nombre de Briones, ingeniero de tanta competencia como modestia, que desgraciadamente ya no está entre nosotros, y que modificó la fórmula que da el cálculo: varió coeficientes y exponentes, y tras muchos tanteos, llegó a otra fórmula parecida, que concuerda bien con todos aquellos taludes de los Diques de Escollera que tienen ya una vida lo bastante larga para haber sufrido muchos temporales.»

La fórmula inicialmente propuesta fue:

$$P * (T+1)^2 * \sqrt{T - \frac{2}{d}} = 704 * A^3 * \frac{d}{(d-1)^3} ; d = \frac{Y}{Y_w} ; P \text{ en Kg}$$

(*) Existen antecedentes de fórmulas de cálculo del movimiento de los cantos en régimen fluvial y canales (Ishashi, 1933-1938).

Desarrollando la expresión en esquemas semejantes al actual:

$$\frac{H}{\Delta * D_{n50}} = \left(K_1 * (\cot \alpha + 1)^2 * \left(\sqrt{\cot \alpha - \frac{2}{d}} \right) \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$P = \frac{0.704}{(\cot \alpha + 1)^2 * \sqrt{\cot \alpha - \frac{2}{d}}} * \frac{d}{(d-1)^3} * A^3$$

en donde:

P	Peso medio de los elementos del manto principal, t.
d	Cociente de pesos específicos, material del manto/agua salada, -.
Δ	Coefficiente relativo de pesos específicos, -.
α	Talud del dique, °.
A	Altura de ola de cálculo, m.
H	Altura de ola de cálculo, m.
D_{n50}	Diámetro nominal medio de la pieza, m.
T	$\cot \alpha$, -.
γ	Peso específico de la pieza, t/m ³ .
γ_w	Peso específico del agua del mar, t/m ³ .

Esta expresión puede considerarse la pionera del cálculo de las unidades del manto principal de los Diques Rompeolas sobre ajustes con datos reales y existentes, y sin duda fue la que sirvió de inspiración para la mejora y desarrollo de don Ramón Iribarren con su primera contribución en este campo, expuesta en su publicación de julio de 1938 (*Pasajes*, Bermejillo Usabiaga).

FÓRMULA DE IRIBARREN, 1965:

Desde que en 1938, y tras casi una década de experimentación a escala real en el Grupo de Puertos de Guipúzcoa, aparece la personalidad de don Ramón (1900-1967), y, con ello, la disciplina marítima española y mundial va a verse favorecida por su capacidad de trabajo e inteligencia, realizando una serie de contribuciones y destacando como referencia fundamental en el diseño y dimensionamiento de Diques Rompeolas.

Sus reflexiones, artículos y ponencias de 1938, 1950 y 1954, tuvieron su culminación en el Congreso del PIANC-AIPCN de Estocolmo en 1965, donde desarrolló su fórmula definitiva para el cálculo de Diques de Escollera naturales o artificiales.

Sus contribuciones fundamentales en relación con la expresión del libro *Oleaje y Diques* de 1954 fueron:

- f , coeficiente de fricción dimensional, tomado como unitario (1938), es función del número de cantos, no siendo ni siquiera 1 para las escolleras naturales. El uso del taludómetro construido a finales de la década de los 50 (1957) le permitió la obtención de los siguientes valores en relación con el número de lados del cubo equivalente:

$f = 2,38$ Escolleras naturales.

$f = 2,84$ Bloques paralelepípedicos.

$f = 3,44$ Tetrápodos.

- Equilibrio hacia arriba y hacia abajo. Este concepto lo había expuesto Hedar en 1953 y concretado en su Tesis doctoral de 1960. La situación de los cantos desprendidos en la zona de avería confirma la existencia de dos tipos de estados: el primero, con taludes no excesivamente suaves, determina la formación de acumulaciones por debajo de la zona de avería; lo contrario sucede para taludes muy suaves, tendidos, en los que el material se acumula por encima.

Por este motivo, en su fórmula, el paréntesis ($f * \cos \alpha - \sin \alpha$) debe ser empleado para equilibrio hacia abajo, y para equilibrio hacia arriba hay que adoptar: ($f * \cos \alpha + \sin \alpha$). Los taludes críticos se sitúan en $\cot \alpha = 3,64$ para escolleras, $\cot \alpha = 2,80$ para bloques y $\cot \alpha = 1,77$ para tetrápodos, en incidencia normal y tronco de dique.

- Curva de estabilidad con una relación media entre la altura de ola de iniciación de avería, $H_{0\%}$, y la de rotura total, $H_{100\%}$, que coincide prácticamente para las tres piezas y se sitúa en 0,62. Con ello, la relación entre pesos o coeficientes, $N_{100\%}$ y $N_{0\%}$, permite concretar un coeficiente de seguridad de 1,60 en alturas de ola y 4,10 en peso de los cantos, diseñando a inicio de avería; es decir, inferior a un 5 por ciento de daños.
- Los taludes recomendables en función de los tipos de piezas y equilibrio hacia abajo en secciones tipo tronco, con incidencia normal, son:

Escolleras naturales:	$\cot \alpha = 1,50$ a $3,00$
Bloques de hormigón:	$\cot \alpha = 1,50$ a $2,00$
Piezas especiales:	$\cot \alpha = 1,33$ a $1,50$

- Los morros suelen mayorarse, recomendando —si se conserva el tamaño de la pieza— tender el talud; o, si se conserva el talud, mayorar el peso de la pieza en 1,50 veces.

La formulación de Iribarren que recoge las matizaciones anteriores es la siguiente:

$$P = Q * R * A^3; Q = \frac{N}{(f * \cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha)^3}; R = \frac{d}{(d-1)^3}; A = 1.25 * H$$

Los valores de ajuste experimentales «N» en función de las piezas, la incidencia, los niveles de avería y el equilibrio se exponen en las tablas 5.4, 5.5 y 5.6; el ajuste del parámetro «Q», en la figura 5.5, y de «R», en la figura 5.6.

El uso de la fórmula se plantea con una ola de cálculo $A = 1,25 * H$, «H» obtenida por teoría determinística. Lo que aproxima la expresión de Iribarren a la geometría estadística es la recomendación $H_{1/10} = 1,27 * H_{1/3}$.

Tabla 5.4. COEFICIENTE «N» DE LA FÓRMULA DE IRIBARREN, INCIDENCIA NORMAL, PARA ESCOLLERAS, BLOQUES Y TETRÁPODOS, CUERPO DE DIQUE, INICIO DE AVERÍA Y DESTRUCCIÓN, EQUILIBRIO HACIA ABAJO Y HACIA ARRIBA

ESTABILIDAD EN CUERPO DE DIQUE INCIDENCIA NORMAL DE OLEAJE					
Pieza	Nivel de avería	N% daños	Equilibrio hacia abajo	cotg α_c	Equilibrio hacia arriba
Escollera	Inicio avería	0 %	0,430	3,64	0,849
	Rotura total	100 %	0,105	3,64	0,207
Bloques	Inicio avería	0 %	0,430	2,80	0,918
	Rotura total	100 %	0,105	2,80	0,224
Tetrápodos	Inicio avería	0 %	0,656	1,77	1,743
	Rotura total	100 %	0,157	1,77	0,425

Tabla 5.5. COEFICIENTE «N» DE LA FÓRMULA DE IRIBARREN, INCIDENCIA OBLICUA, PARA ESCOLLERAS, BLOQUES Y TETRÁPODOS, CUERPO DE DIQUE, INICIO DE AVERÍA Y DESTRUCCIÓN, EQUILIBRIO HACIA ABAJO Y HACIA ARRIBA

ESTABILIDAD EN CUERPO DE DIQUE INCIDENCIA OBLICUA DE OLEAJE					
Pieza	Nivel de avería	N% daños	Equilibrio hacia abajo	cotg α_c	Equilibrio hacia arriba
Escollera	Inicio avería	0 %	0,438	2,00	1,515
	Rotura total	100 %	0,146	2,00	0,505
Bloques	Inicio avería	0 %	0,452	2,00	1,474
	Rotura total	100 %	0,174	2,00	0,567
Tetrápodos	Inicio avería	0 %	1,014	1,50	3,572
	Rotura total	100 %	0,390	1,50	1,374

Tabla 5.6. COEFICIENTE «N» DE LA FÓRMULA DE IRIBARREN, INCIDENCIA NORMAL Y OBLICUA, PARA ESCOLLERAS, BLOQUES Y TETRÁPODOS, MORRO DE DIQUE, INICIO DE AVERÍA Y DESTRUCCIÓN, EQUILIBRIO HACIA ABAJO Y HACIA ARRIBA

ESTABILIDAD EN MORRO DE DIQUE INCIDENCIA NORMAL Y OBLICUA DE OLEAJE					
Pieza	Nivel de avería	N% daños	Equilibrio hacia abajo	cotg α_c	Equilibrio hacia arriba
Escollera	Inicio avería	0 %	0,386	1,50	2,184
	Rotura total	100 %	0,161	1,50	0,910
Bloques	Inicio avería	0 %	0,468	1,50	2,171
	Rotura total	100 %	2,223	1,50	1,034
Tetrápodos	Inicio avería	0 %	1,128	1,50	4,650
	Rotura total	100 %	0,564	1,50	0,325

Como consecuencia, si $\alpha < \alpha_{\text{crítico}}$ (talud más tendido, $\operatorname{cotg} \alpha > \operatorname{cotg} \alpha_c$), el equilibrio es hacia arriba; mientras que si $\alpha > \alpha_{\text{crítico}}$ (talud muy pronunciado, $\operatorname{cotg} \alpha < \operatorname{cotg} \alpha_c$), el equilibrio es hacia abajo. Esta situación representa que, si los taludes son muy tendidos, la naturaleza tiende a piezas en equilibrio hacia arriba, mientras que, si son abruptos, la berma se sitúa en el pie.

La diferencia fundamental entre las expresiones de don Ramón Iribarren de 1965, Congreso de Estocolmo, y de 1938, primera publicación en Pasajes (Guipúzcoa), reside en su toma inicial del coeficiente de fricción como unitario. La crítica de Abecasis en 1953 para piezas masivas de hormigón, y el uso durante siete años del taludómetro, 1957-1965, permitió la introducción del factor de encaje o trabazón, f , modificando la expresión primitiva de 1938. Ésta era:

$$P = \frac{N}{(\cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha)^3} * \frac{d}{(d-1)^3} * A^3$$

CORRECCIÓN DE SUÁREZ BORES, 1973

Los avances desarrollados por su verdadero discípulo el profesor Suárez Bores, que introdujo las técnicas espectrales y estadísticas del oleaje en los años 60, permitieron la corrección de la fórmula y sus coeficientes, adoptando, como altura de ola característica, bien $H_{1/10} = 1,27 * H_{1/3}$ o $H_{1/20} = 1,403 * H_{1/3}$, como estimador de régimen extremal para el modelo univariado de manto, PIANC-AIPCN (1973), así como los efectos de la incidencia oblicua del oleaje en el proceso de avería en un Dique de Escollera.

En 1976 realiza la estima de la función bivariada de averías, recomendando su obtención mediante la correspondiente experimentación en un canal de oleaje complejo.

La tendencia de la citada función demuestra que la avería se produce únicamente por las olas activas; es decir, las que superan el umbral de inicio de avería, admitiendo la linealidad entre el número de las mismas y la avería del manto. Por estos motivos, es necesario el análisis de sensibilidad, $H_k - N$, contabilizando de forma real las olas activas del temporal.

La aplicación inicial de la función bivariada de fallo fue realizada tras la avería de marzo de 1976 en el Dique de Punta Lucero, en Bilbao.

Tras el temporal de diciembre de 1976, y como consecuencia del comportamiento del manto en estado de avería Iribarren (dejando vista la segunda capa de manto) e inicio de destrucción con filtro visible, se desarrolló un modelo de estima multivariado donde la función mostraba la sensibilidad a la altura de ola, periodo, persistencias, efectos mareales..., entre otras variables del sistema.

Esta situación representa un avance conceptual de la tecnología española que casi treinta años antes plantea métodos de diseño semejantes a los probabilísticos de nivel II y III, hoy en auge y pleno desarrollo.

(NOTA: En las tablas anteriores 5.4, 5.5 y 5.6 tuvo una importancia básica la contribución del doctor Suárez Bores en la justificación y ajuste de los coeficientes.)

CÁLCULO DE LOS DIQUES DE ESCOLLERA NATURALES Y ARTIFICIALES CURVAS DE APLICACIÓN EN INCIDENCIA NORMAL

$$\text{Fórmula: } P = Q \times R \times A^3$$

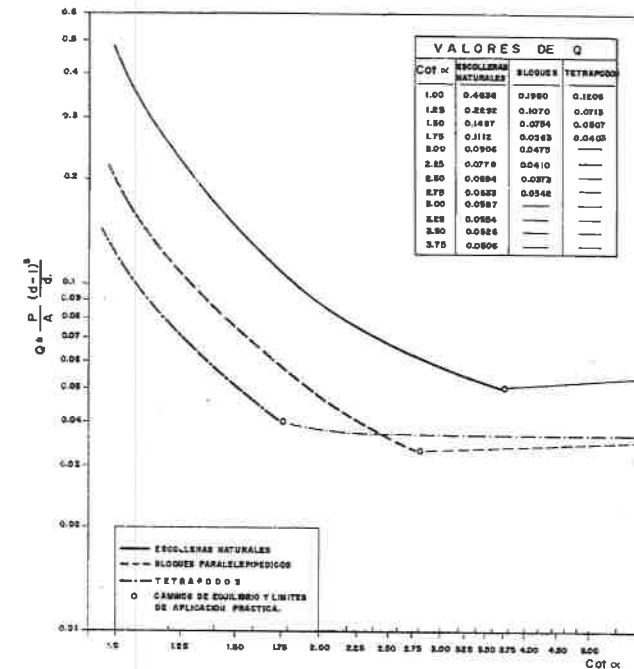


Fig. 5.6. Valores del coeficiente «Q» en la fórmula de Iribarren [21].

INFLUENCIA DE LA DENSIDAD

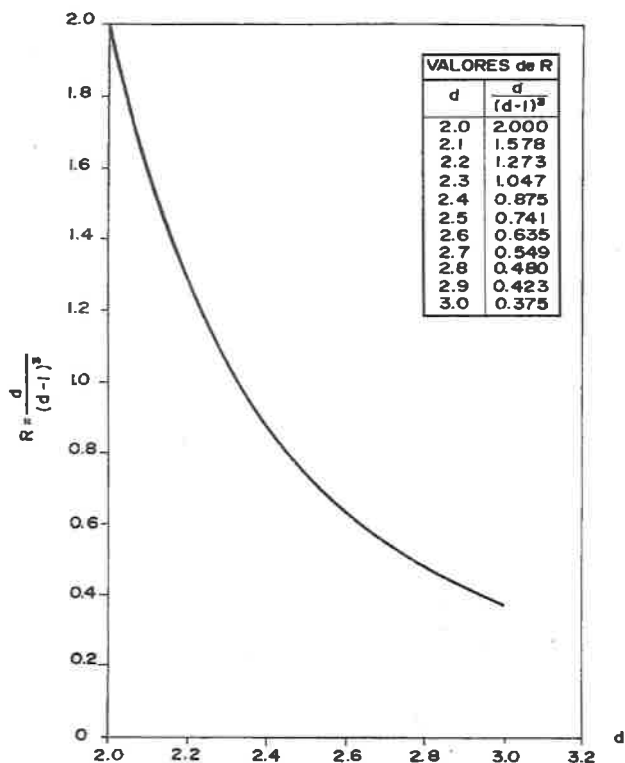


Fig. 5.7. Valores del coeficiente «R» en la fórmula de Iribarren [21].

FÓRMULA DE HUDSON, 1952, 1958, 1959:

En los años 40, y por encargo del Departamento de la Marina de Estados Unidos (Department of the Navy), se llevaron a cabo en Vicksburg (Waterways Experiment Station) una profunda serie de ensayos encaminados a estudiar el efecto del oleaje sobre los Diques Rompeolas.

Con un esquema muy semejante al empleado por Iribarren en 1938, Hudson publica una primera expresión reducible fácilmente a la ya clásica y tradicional empleada en Europa y desarrollada por don Ramón.

Ésta era:

$$W = \frac{K' * \gamma_1 * d * \mu^3 * A_p^3}{(\mu * \cos \alpha - \text{sen } \alpha)^3 * (d-1)^3}$$

La citada expresión es comentada y criticada por el español en la *Revista de Obras Públicas* en junio de 1954, tanto en los valores de las constantes como del coeficiente de fricción.

En 1959, y tras otra serie amplia de ensayos, propone la clásica pero limitada fórmula de Hudson, basada en despreciar el coeficiente de fricción salvo casos aislados donde interviene la cohesión; simplificar las fuerzas actuantes de inercia y arrastre que tienden a separar el canto del talud y que, en general, son función del cuadrado de la velocidad « v^2 »; la sensibilidad de « μ » por la forma de los cantos y la manera de colocarlos, así como la discusión de la correlación, « $N-\mu$ », su obtención y naturaleza de ensayos en modelo reducido.

Únicamente, la expresión propuesta por Hudson mostraba una diferencia clara:

$$(\mu * \cos \alpha - \text{sen } \alpha)^3, \text{ Iribarren; } \cotg \alpha, \text{ Hudson}$$

por lo que bastaba analizar las fórmulas con casos reales y comprobar cuál de ellas era la más aceptable.

El hecho cierto es que la comunidad científica aceptó la expresión norteamericana, popularizándose y siendo un método determinístico de cálculo en los últimos veinticinco a treinta años.

La formulación es la siguiente:

$$W = \frac{\gamma * H_d^3}{K_D * \cot\alpha * \left(\frac{\gamma}{\gamma_w} - 1\right)^3}$$

$$H_0 = \frac{H_s}{\Delta * D_{n50}} = N_s = (K_D * \cot\alpha)^{\frac{1}{3}}; \Delta = \frac{\gamma}{\gamma_w} - 1; D_{n50} = \sqrt[3]{\frac{W}{\gamma}}$$

donde:

W_{50} Peso medio de los cantos del manto exterior, t.

γ Peso específico de la pieza, t/m³.

γ_w Peso específico del agua del mar, t/m³.

H_d Altura de ola de diseño, m.

K_D Coeficiente de estabilidad de Hudson, -.

$\cot\alpha$ Talud del dique, -.

H_0 Parámetro de altura de ola adimensional, -.

H_s Altura de ola significativa ($H_{1/3}$), m.

Δ Coeficiente relativo de pesos específicos, -.

N_s Coeficiente de estabilidad de Brebner y Donelly, -.

D_{n50} Diámetro nominal de la pieza, m.

La fórmula de Hudson **NO permite** determinar el equilibrio hacia arriba o hacia abajo de los cantos, pero concreta su coeficiente de estabilidad (K_D) en función de las partes de la estructura (tronco-cuerpo y morro del dique), tipo de pieza, forma de colocación, número de capas, talud, naturaleza del oleaje (roto y no roto), porcentaje de averías (calculado siempre a riesgo de iniciación de la misma), sobre la base de ensayos con oleaje regular, monocromático y talud indefinido.

Los valores comúnmente admitidos de K_D se exponen en la tabla adjunta.

Tabla 5.7. VALORES DE LA CONSTANTE DE ESTABILIDAD DE HUDSON (RECOMENDACIÓN) [20]

CRITERIO DE INICIACION DE AVERIAS SIN REBASE								
Tipo de cantos	num. capas	Colo-cacion	C. del dique		Morro del dique		Talud cotg(°)	
			Rota	No Rota	Rota	No rota		
Escollera, Nat.								
Lisa red.	2	Rand.	1.2	2.4	1.1	1.9	1.5 a 3.0	
Lisa red.	>3	Rand.	1.6	3.2	1.4	2.3		
Rug. ang.	2	Rand.	2.0	4.0	1.9	3.2	1.5	
					1.6	2.8	2.0	
					1.3	2.3	3.0	
Rug. ang.	>3	Rand.	2.2	4.5	2.1	4.2		
Rug. ang.	2	Espc.	5.8	7.0	5.3	6.4		
Tetrapo.	2	Rand.	7.0	8.0	5.0	6.0	1.5	
Y					4.5	5.5	2.0	
Quadrip.					3.5	4.0	3.0	

CRITERIO DE INICIACION DE AVERIAS SIN REBASE								
Tipo de cantos	num. capas	Colo-cacion	C. del dique		Morro del dique		Talud cotg(°)	
			Rota	No Rota	Rota	No rota		
Tribar	2	Rand.	9.0	10.0	8.3	9.0	1.5	
					7.8	8.5	2.0	
					6.0	6.5	3.0	
Tribar	1	Unif.	12.0	15.0	7.5	9.5		
Bolos	2	Rand.	15.8	31.8	8.0	16.0	2.0	
					7.0	14.0	3.0	
Cubo	2	Rand.	5.5	6.0	4.0	5.0	1.5	
							2.0	
							3.0	
Cub. Mod.	2	Rand.	6.5	7.5		5.0		

CRITERIO DE INICIACION DE AVERIAS SIN REBASE								
Tipo de cantos	num. capas	Colo-cacion	C. del dique		Morro del dique		Talud cotg(°)	
			Rota	No Rota	Rota	No rota		
Hexap.	2	Rand.	8.0	9.5	5.0	7.0		
Acrop.	1	Rand.	10.0	12.0	7.0	9.0	1.33	
Beta	2	Rand.	7.0	8.5	5.0	6.5	2.0	
Toskane	2	Rand.	11.0	22.0				

Tabla 5.8. CONSTANTE DE ESTABILIDAD RECOMENDADA POR LA BRITISH STANDARD INSTITUTION (PARTE VII) SEGÚN EL TIPO DE PIEZA DEL MANTO PRINCIPAL [73]

PIEZA	K_D
Dolos	10-12
Stabit	10-12
Tetrápodos	6-8
Bloques antifér	6-8
Acrópodos	10-12

Tabla 5.9. PESOS MÁXIMOS DE LOS ELEMENTOS DEL MANTO PRINCIPAL RECOMENDADOS POR LA BRITISH STANDARD INSTITUTION (PARTE VII) [73]

PIEZA	PESO MÁXIMO (t)
Dolos	15
Stabit	20
Tetrápodos	30
Bloques antifér	60

Pese a la extraordinaria difusión, la fórmula de Hudson ha tenido múltiples críticas, discutiéndose que no contemplaba el periodo de la ola, no distinguía la rotura en voluta (*plunging*) u oscilación (*surging*), tratando solamente el daño con las olas que descendían por el talud. Hudson y Jackson buscaron en su investigación la peor condición de oleaje, en un rango h/L entre 0,15 y 0,50, asegurando que los efectos ondulatorios, T y L , eran muy limitados.

Trabajos posteriores hicieron notar la influencia del periodo en aguas someras.

Los ensayos de Hudson fueron realizados con oleaje regular y tres décadas más tarde condujeron a Van der Meer a analizar la incertidumbre de la expresión sobre sus datos con olas irregulares, obteniendo una ecuación cuyo ajuste proporcionó valores de $a = 0,70$ y $b = 0,15$, siguiendo la ecuación:

$$\frac{H_s}{\Delta * D_{n_{50}}} = a * (K_D * \cot \alpha)^{\frac{1}{3}} * S^b$$

Ello originaba un coeficiente de variación de la constante de estabilidad de Hudson a la potencia 1/3 del 18 por ciento, con el consecuente grado de fiabilidad de la fórmula.

CONGRESO DE NAVEGACIÓN DE ROMA, 1953:

El equipo científico internacional encontró en los Congresos de Navegación del PIANC-AIPCN un foro de debate que contribuyó de forma notable al avance de la disciplina marítima en el diseño de los Rompeolas.

Un año antes al evento celebrado en Roma, Larras había planteado una fórmula semejante a la de Iribarren pero con sensibilidad al fenómeno orbital. En el citado congreso, Abecasis sancionó los postulados de Iribarren, si bien cuestionó el valor unitario del coeficiente de fricción, f , para el caso de cubos y bloques paralelepípedicos de hormigón sobre el talud.

FÓRMULA DE LARRAS, CON RELACIÓN $H-L$ (T):

$$W = \frac{K * \left(\frac{2 * \pi * H}{L} \right)^3}{(\cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha)^3} * \frac{d}{(d-1)^3} * H^3$$

Tal vez fue Hedar, con un esquema de fuerzas normales y paralelas al talud, peso sumergido y efecto gravedad en el equilibrio estático, con coeficiente de fricción unitario, quien desarrolló un concepto nuevo de aportación científica considerando dos estados: cuando la ola sube por el talud después de romper, y cuando la ola rota descende sobre el talud.

De esta manera, deduce dos expresiones, donde se pueden encontrar los primeros antecedentes del equilibrio hacia arriba y hacia abajo de los cantos, científicamente completado por Iribarren con posterioridad, en 1965.

FÓRMULA DE HEDAR, 1953:

Las expresiones deducidas resultan:

- Ola subiendo por el talud:

$$W = \frac{K_0}{(\cos \alpha + \operatorname{sen} \alpha)^3} * \frac{\gamma_s}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right)^3} * H^3$$

- Ola bajando por el talud:

$$W = \frac{K}{(\cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha)^3} * \frac{\gamma_s}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right)^3} * H^3$$

Posteriormente, el propio Hedar ha hecho modificaciones a su expresión original, sobre la base de mejores ensayos en modelo reducido, ajustes en los coeficientes y en sus técnicas de experimentación, proponiendo ligeras modificaciones en su Tesis doctoral (1960) y, más recientemente (1986), en los ajustes de las constantes de su fórmula.

Sin embargo, el planteamiento del esquema de equilibrio, semejante al de Iribarren y Nogales de 1952, pero nuevo con relación a Castro (1933), realizado en fuerzas paralelas; Iribarren (1938) y Larras (1952), con fuerzas normales; unido al concepto de ola subiendo por el talud después de romper y rota cuando desciende sobre el mismo, con dos esquemas de cálculo, se considera como una contribución relevante en el campo del diseño de las piezas del manto principal del Dique Rompeolas.

♦ FÓRMULA DE LOSADA Y GIMÉNEZ-CURTO, 1979:

La expresión desarrollada por Losada y Giménez-Curto en 1979 es el resultado del estudio de la investigación de los últimos ocho años de Iribarren (1957-1965) con escolleras naturales, bloques paralelepípedicos de hormigón ($a * a * 1,50 a$) y tetrapodos a los que se incorporaron datos procedentes de Ahrens y Mc Cartney (1975) y Hudson (1959).

Se seleccionaron 93 ensayos por su homogeneidad según piezas (31-40-22) para ser validados mediante criterios experimentales y análisis de resultados.

La expresión de partida fue la relación del coeficiente «Q» con el número de estabilidad « N_s », $Q = \gamma_w / N_s^3$, de manera que, para la altura de ola de iniciación de averías, se obtuviera una pareja de valores, Q-Número de Iribarren, correladas mediante regresión lineal.

Este hecho es evidente, ya que, por análisis dimensional, $W = K * \gamma_w * H^3$, los términos « S_r » o coeficiente relativo de pesos específicos (γ / γ_w), y « H^3 », son fijos en cualquier formulación convencional de las piezas del manto de un Rompeolas.

Tras distintos análisis exhaustivos efectuados, siguiendo esquemas diversos:

$$Q = A * \xi + B$$

$$Q = A * e^B$$

$$Q = A * \xi * e^B$$

$$Q = A * (\xi - \xi_0) * e^{B * (\xi - \xi_0)} ; \xi > \xi_0 ; \xi_0 = 2.654 * \text{tag } \alpha$$

en función del peralte máximo, $H/L = 0,142$, donde A y B son coeficientes de ajuste, dependientes del nivel de avería, tipo de pieza, talud y colocación, y tras investigación, se propuso una nueva formulación que, intrínsecamente, relaciona $H-T$, siendo ésta:

$$W = \gamma_w * \frac{S_r}{(S_r - 1)^3} * H^3 * \Phi\left(\alpha, \frac{H}{L}\right)$$

$$\Phi\left(\alpha, \frac{H}{L}\right) = \phi\left(\alpha, \frac{H}{L}\right) * \phi(\text{banda confianza})$$

En ella, la función de estabilidad presenta una primera componente obtenida de los resultados de Iribarren, Ahrens *et al.* y Hudson, y una segunda que puede interpretarse como de margen de seguridad ante la respuesta del manto y los valores iniciales de ajuste.

Los valores experimentales obtenidos son:

Tabla 5.10. FUNCIÓN $\phi(\alpha, H/L)$ EN LA FÓRMULA DE LOSADA-GIMÉNEZ-CURTO [76]

UNIDAD	cotg α	COEFICIENTE A	COEFICIENTE B	I_0 ó ξ_0
Escollera natural (Inicio de avería)	1,50	0,09035	- 0,5879	1,77
	2,00	0,05698	- 0,6627	1,33
	3,00	0,04697	- 0,8084	0,88
	4,00	0,04412	- 0,9339	0,66
Bloques ($a * a * 1,50 a$)	1,50	0,06819	- 0,5148	1,77
	2,00	0,03968	- 0,6247	1,33
	3,00	0,03410	- 0,7620	0,88
	1,33	0,03380	- 0,3141	1,99
Tetrapodos	1,50	0,02788	- 0,3993	1,77
	2,00	0,02058	- 0,5078	1,33
Escollera natural (Fallo nulo)	2,50	0,1834	- 0,5764	1,06
	3,50	0,1819	- 0,6592	0,76
	5,00	0,1468	- 0,6443	0,53

Tabla 5.11. FUNCIÓN DE BANDA DE CONFIANZA:
 $\Phi_{\text{banda confianza}} [\Phi = \phi(\alpha, H/L) * \phi_{\text{banda confianza}}] [76]$

UNIDAD	cotg α	90 %	95 %	99 %
	1,50	1,34	1,41	1,58
Escollera natural	2,00	1,37	1,46	1,64
(Inicio de avería)	3,00	1,29	1,35	1,49
	4,00	1,51	1,64	1,91
Bloques	1,50	2,71	3,28	4,76
($a * a * 1,50 a$)	2,00	2,06	2,37	3,11
	3,00	1,62	1,77	2,12
	1,33	1,51	1,64	1,91
Tetrápodos	1,50	1,99	2,27	2,93
	2,00	1,73	1,93	2,37
Escollera natural	2,50	1,46	1,57	1,80
(Fallo nulo)	3,50	1,40	1,50	1,70
	5,00	1,42	1,52	1,74

Posteriormente, la formulación analizó diferentes casos tales como la incidencia oblicua, los efectos de bloques de otras dimensiones ($a * a * a$ y $a * a * 2a$) o el efecto morro, destacando la inicial por lo innovador y por los efectos de correlación altura de ola y periodo, representados mediante el número de Iribarren.

3.3.2. Fórmulas de cálculo con oleaje irregular

FÓRMULA DE VAN DER MEER, 1988:

Basada en los primeros trabajos de Thomson y Shutler en la década de los 70 (1975) y en una serie muy amplia de ensayos con oleaje irregular (superiores al centenar) realizados en Delft Hydraulics, Van der Meer propone una serie de expresiones en un rango muy amplio de elementos (escolleras, cubos, tetrápodos y acrópodos): composición del dique, todo uno, filtro y manto; permeabilidades teóricas en función de la misma; amplias condiciones de clima marítimo representados por la altura de ola, el periodo y la duración del temporal; formas de rotura (voluta o *plunging* y oscilación o *surging*); número de Iribarren; taludes... Todo ello le ha conducido a una serie de expresiones totalmente aceptadas en la actualidad por la comunidad científica internacional.

Las mismas se encuentran basadas en los monomios, parámetros adimensionales o variables siguientes:

$$H_0 = \frac{H_s}{\Delta * D_{n_{50}}} ; D_{n_{50}} = \sqrt[3]{\frac{W}{\gamma}} ; \Delta = \left(\frac{\gamma}{\gamma_w} - 1 \right) ; P ; \cotg \alpha ; \frac{S}{\sqrt{N}}$$

$$S = \frac{A}{D_{n_{50}}^2} ; \xi = \frac{\text{tag} \alpha}{\sqrt{\frac{H}{L}}}$$

pudiendo relacionar el monomio de altura de ola adimensional estático, H_0 , con el número de estabilidad, N_s , o la constante de Hudson, K_D , en el esquema siguiente:

$$H_0 = \frac{H_s}{\Delta * D_{n_{50}}} = N_s = (K_D * \cotg \alpha)^{\frac{1}{3}} = \frac{H_s^{\frac{2}{3}} * L^{\frac{1}{3}}}{\Delta * D_{n_{50}}}$$

Con estos principios, Van der Meer propone sus expresiones en condiciones de profundidades indefinidas (*offshore*) y en aguas poco profundas, reducidas o someras (*shallow water*), con las restricciones propias de los ensayos y de las piezas analizadas.

Éstas son:

• Escollera:

$$\frac{H_s}{\Delta * D_{n_{50}}} * \sqrt{\xi} = 6.20 * P^{0.18} * \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.20} ; \xi < \xi_c, \text{voluta o } \textit{plunging}$$

$$\frac{H_s}{\Delta * D_{n_{50}}} = 1.00 * P^{-0.13} * \sqrt{\cotg \alpha} * \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.20} * \xi^P ; \xi > \xi_c, \text{vaivén o } \textit{surging}$$

$$\xi_c = \left(6.20 * P^{0.31} * \sqrt{\text{tag} \alpha} \right)^{\frac{1}{P+0.50}} ; \textit{transición}$$

• Cubos:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta * D_{n_{50}}} = \left(6.70 * \frac{N_{od}^{0.40}}{N^{0.30}} + 1.00 \right) * s_{om}^{-0.10}$$

CUADRO DE PRECIOS

PRECIOS ESTIMADOS A CONSIDERAR

UD	RESUMEN	PRECIO (EUROS)
m3	Dragado general	5,4
m3	Hormigón HA-35 CAJONES	111,45
	Armar cajones, incluyendo materiales, encofrados, mano de obra, medios auxiliares de fabricación, parte proporcional de las instalaciones a realizar para la fabricación de cajones y costes de las obras de preparación del lugar de fabricación y restitución del lugar a las condiciones iniciales.	
m3	Hormigón HA-35 bloques	106,78
	Incluido colocación en situación final	
m3	Hormigón HP-40 pavimentos	77,24
m3	Hormigón HA-35 para viga cantil	106,78
kg	Acero B-500-S	1,05
	Cortado, doblado, armado y colocado en armadura, incluso materiales de atado y separación de armaduras	
m3	Relleno de celdas	3,59
	Relleno de celdas del cajón del dique con material de aportación, incluido extracción, selección, carga, transporte desde la cantera, vertido y extendido.	
m3	Escollera de 100 kg	10,71
	Colocada según sección tipo, incluido canon de cantera, clasificación, carga y transporte, vertido por medio marítimos y terrestres en los casos necesarios.	
m3	Escollera de 500 - 1500 kg	26
	Colocada según sección tipo, incluido canon de cantera, clasificación, carga y transporte, vertido por medio marítimos y terrestres en los casos necesarios.	
m3	Escollera entre 1501 - 3000 kg	31
	Colocada según sección tipo, incluido canon de cantera, clasificación, carga y transporte, vertido por medio marítimos y terrestres en los casos necesarios.	
m3	Enrase con grava de banquetta	25,33
	Enrase con grava 40-80 sobre banquetta de cimentación de escollera, incluso adquisición, carga, transporte, vertido con medios marinos y nivelación con ayuda de buzos.	
ud	Botadura, traslado y fondeo del cajón	7394,38
	Botadura, transporte y fondeo del cajón a su posición definitiva, incluyendo remolcadores, materiales de amarre y fondeo, bombas y demás medios auxiliares	
ud	Pantalán 10 m	8866,37

SUPUESTO PRÁCTICO – PARTE A

En una zona del levante español existe un puerto industrial con un calado de (-8) metros. Como muestra la figura 1 hay dos oleajes dominantes en la zona, ambos caracterizados por la boya de aguas profundas que se encuentra en el punto señalado.

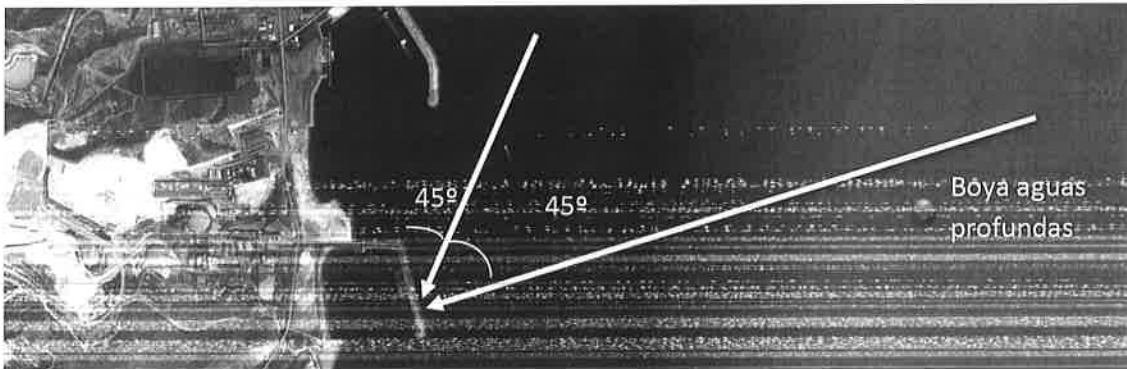


Figura 1: Esquema oleajes dominantes en la zona de estudio.

Las características de ambos oleajes son las siguientes:

- Oleaje A. En aguas profundas, altura de ola: $H=7$ metros, periodo: $T=2$ segundos, dirección de propagación a 45° del dique del puerto.
- Oleaje B. En aguas profundas, altura de ola: $H=4$ metros, periodo: $T=10$ segundos, dirección de propagación 45° más al sur que el oleaje anterior.

Nótese que las batimétricas son aproximadamente paralelas al dique y considérese oleaje regular.

Utilizando la documentación facilitada con el enunciado y las Recomendaciones de Obras Marítimas (normativa española en proyectos portuarios), se pide calcular:

1. Para ambos oleajes, considerando la teoría de ondas de Airy, en aguas profundas: Longitud de onda, profundidad de entrada en aguas de transición y peralte de la ola. **(1 punto)**
2. Altura de ola cuando el oleaje alcanza el morro del dique. **(1 punto)**
3. Altura de ola en el atraque señalado en la figura 2, teniendo en cuenta que el calado en el interior del puerto es constante (-8) metros). **(1 punto)**
4. Comentar si la orientación de la bocana es adecuada o no. En el caso de que no lo fuera, proponer otra orientación. **(1 punto)**

5. Teniendo en cuenta que el fondo marino en la zona está formado por un metro de fango y posteriormente por una capa competente de filitas y esquistos pertenecientes al complejo nevado-filábride con una buena resistencia a la compresión (> 20 MPa), proponer **3 tipos de diques** y justificar cualitativamente y cuantitativamente (en la medida de lo posible y considerando una sección central del dique), cuál de las tres opciones propuestas sería la más recomendable desde vuestro punto de vista. Nótese que el criterio de profundidad no es determinante al ser un dato fijo. **(3 puntos)**

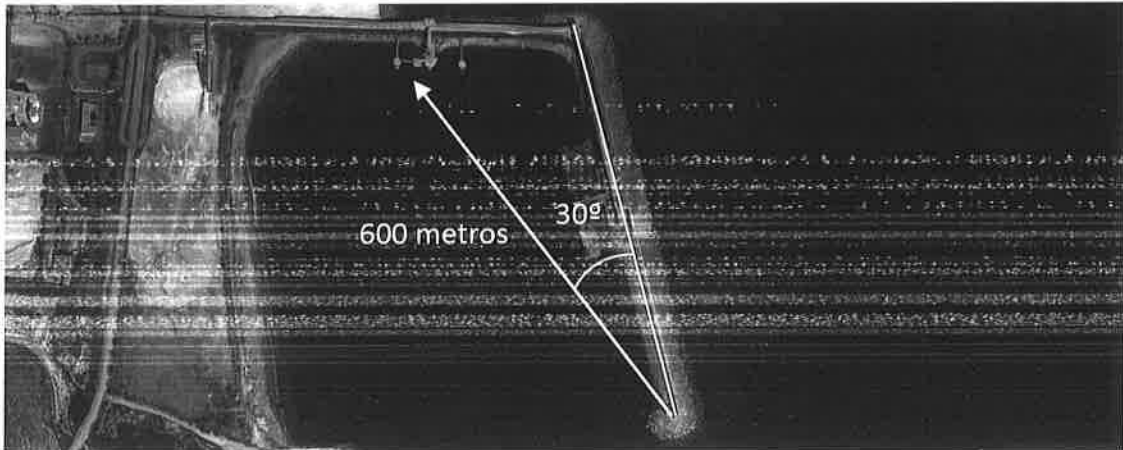


Figura 2: Esquema ataque y características geométricas básicas.

Notas:

Ecuación de la dispersión:

$$\sigma^2 = gk \tanh(kh)$$

Siendo:

σ = frecuencia angular ($2\pi/T$)

T = periodo de la onda

g = aceleración de la gravedad en la Tierra $\rightarrow 9,8 \text{ m/s}^2$

k = número de onda ($2\pi/L$)

L = longitud de onda

h = profundidad * (en la hoja adjunta de las ecuaciones de la onda Airy la profundidad se denomina con la letra d)

Coefficiente de asomeramiento:

$$K_S = \sqrt{\frac{C_{g,1}}{C_{g,2}}}$$

Coefficiente de refracción:

$$K_R = \sqrt{\frac{\cos \theta_1}{\cos \theta_2}}$$

Siendo C_g la celeridad de grupo y θ el ángulo de propagación del oleaje

