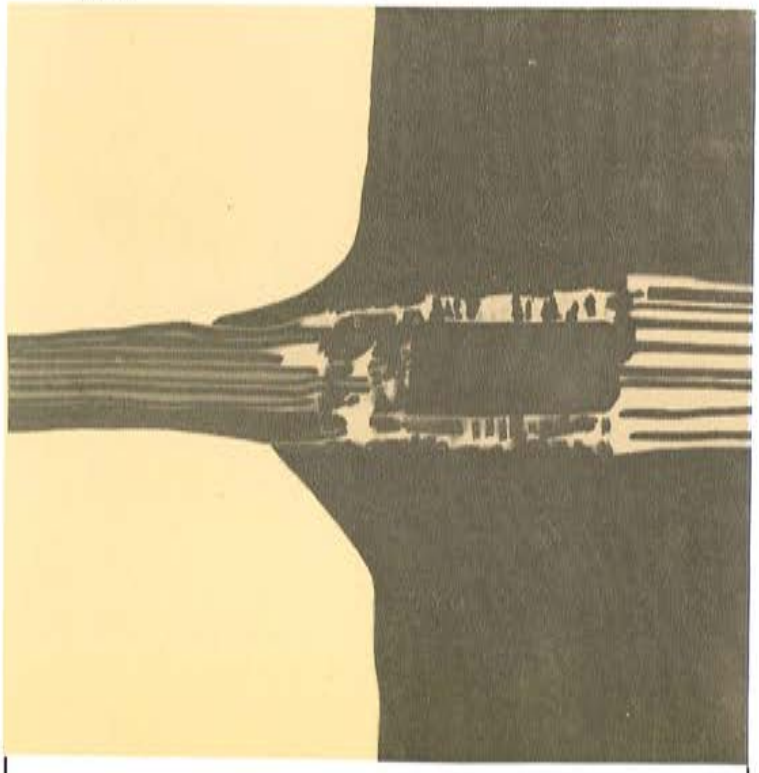
hormigón



y ACERO

nº 146

Xª ASAMBLEA TECNICA NACIONAL DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO 16 A 21 DE NOVIEMBRE 1981 MURCIA

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

DECLARADA DE UTILIDAD PUBLICA CON FECHA 4-3-77

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO.

COSTILLARES (CHAMARTIN). MADRID-33.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

Dentro de nuestra Asociación existe una categoría, la de **"Miembro Protector"**, a la que pueden acogerse, previo pago de la cuota especial al efecto establecida, todos los Miembros que voluntariamente lo soliciten. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos en esta categoría de **"Miembros Protectores"** los que a continuación se indican, citados por orden alfabético.

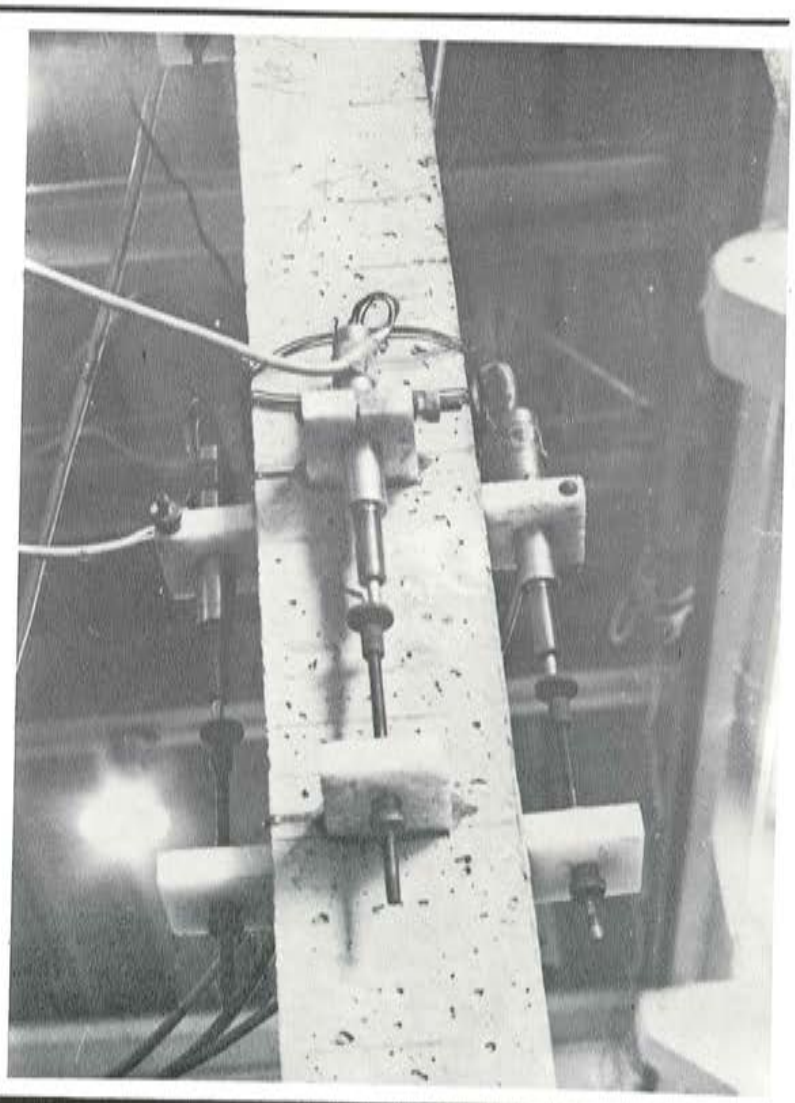
AGRUPACION DE FABRICANTES DE CEMENTO DE ESPAÑA.— Velázquez, 23. Madrid-1.
ALVI, S.A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).— Orense, 10. Madrid-20.
CAMARA, S.A.— Av. de Santander, s/n. Valladolid.
CAMINOS, EDIFICIOS y OBRAS, S.A.— J. Lázaro Galdiano, 4. Madrid-16.
CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.A.— Grijalba, 9. Madrid-6.
CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE O.P. CENTRO BIBLIOGRAFICO.— Alfonso XII, 3. Madrid-7.
CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S.A.— Aribau, 185. Barcelona-21.
COMEBA, S.L.— Apartado 408. Castellón de la Plana.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.— Avda. de América, 24. Madrid-2.
ELABORADOS METALICOS, S.A.— Apartado 553, La Coruña.
ENTRECANALES Y TAVORA, S.A.— Biblioteca. Juan de Mena, 8, Madrid-14.
FOMENTO DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S.A.— Balmes, 36. Barcelona-7.
FORJADOS DOMO.— Hermosilla, 64. Madrid-1.
FREYSSINET, S.A.— General Perón, 24. Madrid-20.
HEREDIA Y MORENO, S.A.— Princesa, 3. Madrid-3.
HIDROELECTRICA DE CATALUÑA, S.A.— Archs, 10. Barcelona-2.
HORMIGONES GERONA, S.A.— Lorenzana, 45. Gerona.
IBERINSA.— Príncipe de Vergara, 43. Madrid-1.
INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.— Portal de Gamarra, 46. Vitoria.
INGENIERO JEFE DE LA SECCION DE PUENTES Y ESTRUCTURAS.— Ministerio de O.P. y Urbanismo. Dirección General de Carreteras. Madrid-3.
INTECSA.— Orense, 70. Madrid-20.
INTEMAC.— Monte Esquinza, 30. Madrid-4.
JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA.— Príncipe de Vergara, 103. Madrid-6.
LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES.— Alfonso XII, 3. Madrid-7.
NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S.A.— Fábrica de Forjas de Buelna. LOS CORRALES DE BUELNA (Santander).
PACADAR, S.A.— Hermosilla, 57. Madrid-1.
PRELOAD SISTEMAS, S.A.— Paseo de la Castellana, 140. Madrid-16
PRENSOLAND, S.A.— Calle Industria, s/n. SAN MARTIN DE CENTELLAS (Barcelona).
PRETENSADOS DEL LOURO, S.L.— Atios. PORRIÑO (Pontevedra).
PROCEDIMIENTOS BARREDO.— Av. de América, 40. Madrid-2.
PROMONAL.— Poeta Artola, 12. Valencia-21.
S.A.E. BBR.— Polígono Industrial Barcelonés. Calle Carrero Blanco, s/n. ABRERA (Barcelona).
S.A. ECHEVARRIA.— Apartado 46. Bilbao-8.
TECNICAS DEL PRETENSADO, S.A. (TECPRESA).— Velázquez, 105. Madrid-6.
TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S.A.— Monturiol, 5. SANTA MARIA DE BARBARA (Barcelona).

La Asociación Técnica Española del Pretensado se complace en expresar públicamente su agradecimiento a las empresas citadas, por la valiosa ayuda que le prestan, con su especial aportación económica, para el desenvolvimiento de los fines que tiene encomendados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES



Detalle de montaje de captadores inductivos de desplazamientos para un ensayo a compresión de pilar de hormigón armado.

MADRID

Oficinas:
Monte Esquinza, 30 - 4º D
MADRID-4
Tels. (91) 410 51 58/62/66

Laboratorio:
Carretera de Loeches, 7
TORREJON DE ARDOZ
Tels. (91) 675 31 00/04/08

BARCELONA

Pasaje Busquets, 37
CORNELLA DE LLOBREGAT
Tels. (93) 377 43 58/62

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO
INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO

hormigón y acero

n°. 146

1.er trimestre, 1983

CUOTAS ANUALES

CATEGORIAS	ESPAÑA	EXTRANJERO
Miembros "Personales" (personas naturales)	2.000,– ptas.	40,– dólares
Miembros "Colectivos" (personas jurídicas)	5.000,– ptas.	100,– dólares
Miembros "Protectores" (personas naturales o jurídicas que deseen prestar una ayuda económica especial a la A.T.E.P.)	10.000,– ptas.	200,– dólares

Ni la Asociación ni el Instituto, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, se hacen responsables del contenido de ningún artículo y el hecho de que patrocinen su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

De acuerdo con las disposiciones vigentes, deberá mencionarse el nombre de esta Revista en toda reproducción de los trabajos insertos en la misma.

APARTADO 19.002 - COSTILLARES - CHAMARTIN - MADRID - 33

Depósito Legal: M-853-1958
Imprime: ACOR, S.A.- M. Hernández, 50 - MADRID
ISSN: 0439-5689

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Comité de Redacción
de la Revista
Hormigón y Acero

ARENAS, Juan José
AROCA, Ricardo
BARREDO, Carlos
CUVILLO, Ramón del
CHUECA, Rafael
ELICES, Manuel
FERNANDEZ TROYANO, Leonardo
FERNANDEZ VILLALTA, Manuel
FISAC, Miguel
JODAR, Juan
JULIA, Manuel
LLOMBART, José Antonio
MANTEROLA, Francisco Javier
MONEO, Mariano
MORENO TORRES, Juan
PIÑEIRO, Rafael
ROMERO, Rafael
SANCHEZ CASTRO, Carlos
SANCHEZ GALVEZ, Vicente

hormigón y acero

n. 146

índice

Informe resumido de las actividades desarrolladas por la Asociación Técnica Española del Pretensado durante el año 1982. 9
Compte rendu de l'activité de l'Association Technique Espagnole de la Précontrainte au cours de 1982.
Short report on the activity of the Spanish Technical Association of Prestressing during 1982.
F. Arredondo.

591-9-36 **Tesado de la estructura del edificio de contención de la Central Nuclear de Ascó. Grupo I.** 17
Mise en tension de la structure de l'enceinte de la Centrale Nucléare d'Ascó. Groupe I.
Prestressing of the containment vessel structure of the Ascó Nuclear Central. Group I.
Alberto Vives Escuder.

837-4-33 **Traviesas de hormigón pretensado para ferrocarril** 57
Traverses de chemin de fer en béton précontraint.
Prestressed concrete sleepers for railway.
J.I. Rodríguez Mira.

591-2-167 **Construcción por empuje, de un acueducto, en hormigón pretensado, constituido por dovelas** 63
Construction par poussée du tablier d'un aqueduc, en béton précontraint, constitué par des voussoirs.
Prestressed concrete aqueduct construction, composed of segments, by forward thrusting.
J. Pellón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

591-2-168 **Puente de ferrocarril en Guadarranque (Cádiz)** 67
Pont de chemin de fer sur la Guadarranque (Cádiz).
Railway bridge over Guadarranque river (Cádiz).
C. Siegrist.

591-2-169 **Algunas realizaciones en el tramo Pontevedra Sur-Rande, de la autopista del Atlántico** 77
Quelques réalisations du tronçon Pontevedra Sur-Rande, de l'autoroute de l'Atlantique.
Some practical applications in the Pontevedra Sur-Rande section, in the atlantic motorway.
F. Da Cunha.

591-2-170 **Puente de ferrocarril, sobre el río Cadagua** 81
Pont de chemin de fer sur la Cadagua.
Railway bridge over Cadagua river.
M. Juliá.

591-4-11 **Cubeto de seguridad, de hormigón pretensado, para un depósito de amoniaco líquido de 10.000 t.** 89
Cuve de sécurité, en béton précontraint, de 10.000 t pour l'ammoniaque liquide.
Prestressed concrete security vessel of 10.000 t for liquid ammonia.
Ramón Merino Vila.

591-4-12 **Hipótesis de diseño que deben considerarse en proyectos de almacenamientos criogénicos y su aplicación a un depósito de 80.000 m^3 de capacidad** 97
Hypothèse de dessin à envisager dans les projets d'emmagasinage criogéniques et leur application à un réservoir d'une capacité de 80.000 m^3.
Design assumptions to consider in criogenic store projects and their application to a reservoir of 80.000 m^3.
J. L. Rivas.

591-2-171 **Tres puentes de hormigón pretensado** .. 117
Trois ponts en béton précontraint.
Three prestressed concrete bridges.
F. del Pozo Frutos.

591-2-172 **Viaductos de las autopistas AU-1 y AU-6 en Buenos Aires** 121
Viaducs des autoroutes urbaines AU-1 et AU-6, à Buenos Aires.
Buenos Aires Street motorway viaducts AU-1 and AU-6.
L. Fernández Troyano.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Pág.

591-2-173 **Viaducto de Rontegui sobre la ría de Bilbao** 151
Le viaduc de Rontegui sur l'estuaire à Bilbao.
The Rontegui viaduct over Bilbao estuary.
R. Chueca.

591-2-174 **Estructuras de la variante de la Cuesta de Silva (Gran Canaria)** 155
Les structures de la déviation de La Cuesta de Silva (Gran Canaria).
Structures at Cuesta de Silva (Gran Canaria) by-pass.
J. M. Villar.

591-9-37 **Promoción de las Jornadas Nacionales sobre "El hormigón armado y pretensado en Centrales Nucleares".** 165
Promotion des Journées Nationales sur "Le béton armé et précontraint pour les Centrales Nucléaires".
Promotion of meetings on reinforced and prestressed concrete at nuclear power plants.
A. Vives Escuder.

Discuso de Clausura de la X Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P. 173
Discours de Clôture de la X Assamblée Technique Nationale de l'A.T.E.P.
Closing Speech of X A.T.E.P. National Technical Assembly.
Francisco Arredondo.

Portada: **Reproducción del Cartel anunciador de la X^a^ Asamblea, que obtuvo el primer premio en el Concurso al efecto celebrado.**
Autor: *D. Fernando de Retes Aparicio.*

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

RELACION DE EMPRESAS QUE EN LA FECHA DE CIERRE DEL PRESENTE NUMERO, FIGURAN INSCRITAS EN LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO, COMO "MIEMBROS COLECTIVOS"

ESPAÑA

ACEROS Y TECNOLOGIA PARA LA CONSTRUCCION (ATECSA).– Madrid.
AGROMAN, S.A.– Madrid.
ALBISA, S.A.– Algeciras (Cádiz).
ARIDOS LIGEROS, S.A.– Madrid.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.– Barcelona.
AUXINI, S.A.– Madrid.
AZMA, S.A.– Madrid.
BIGUETES, S.L.– Elche (Alicante).
BUTSEMS, S.A.– Madrid.
CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION.– Barcelona.
CASTRO HERMANOS, S.L.– Mislata (Valencia).
CASTRO MATELO, V., S.A.– Sigueiro (La Coruña).
CATEDRA DE CONSTRUCCION II DE LA ESCUELA TECNICA DE INGENIEROS AGRONOMOS.– Córdoba.
CEMENTOS MOLINS, S.A.– Sant Vicenc dels Horts (Barcelona).
CENTRO DE ESTUDIOS CEAC.– Barcelona.
CIMENTACIONES ESPECIALES, S.A.– Madrid.
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS.– Madrid.
COLEGIO DE INGENIEROS TECNICOS DE OBRAS PUBLICAS.– Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES.– La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.– Gerona.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE ARAGON. SECCION BIBLIOTECA.– Zaragoza.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CANARIAS. DEPARTAMENTO LABORATORIOS. Sta. Cruz de Tenerife.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CATALUÑA.– Barcelona.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE MADRID. BIBLIOTECA.– Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO.– Bilbao.
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.– Málaga.
CONFEDERACION HIDROGRAFICA DEL GUADALQUIVIR. BIBLIOTECA.– Sevilla.
CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.– Madrid.
CONTROLEX.– Alicante.
COTESA, COLOCACIONES TECNICAS, S.A.– Barcelona.
CUBIERTAS M.Z.O.V., S.A.– Barcelona.
CUBIERTAS M.Z.O.V., S.A.– Madrid.
CUMBRE MODULAR, S.A.– Barcelona.
DEPARTAMENTO DE TEORIA DE ESTRUCTURAS. ESCUELA TECNICA SUPERIOR INGENIEROS INDUSTRIALES. UNIVERSIDAD DE ZARAGOZA.– Zaragoza.
DIRECCION DE INFRAESTRUCTURA DEL MANDO SUPERIOR DE APOYO LOGISTICO DEL EJERCITO. MINISTERIO DEL EJERCITO.– Madrid.
DITECO, S.L.– Valencia.
DIVISION DE PLANTEAMIENTO Y PROYECTOS. CENTRO DE ESTUDIO Y APOYO TECNICO.– Valladolid.
ELABORADOS DE HORMIGON, S.A.– Burgos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

ELEMENTOS ESTRUCTURALES PREFABRICADOS (EEPSA).– Manresa (Barcelona).
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA (AUXINI).– Madrid.
ENAGA, S.A.– Pozuelo de Alarcón (Madrid).
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA INDUSTRIAL.– Córdoba.
ESTEBAN ORBEGOZO, S.A.– Zumárraga (Guipúzcoa).
ESTUDIO PREST.– Barcelona.
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S.A.– Madrid.
E.T.S. DE ARQUITECTURA.– Barcelona;
E.T.S. DE ARQUITECTURA.– Sevilla.
EUROESTUDIOS, S.A.– Madrid.
FEDERACION NACIONAL DE ENTIDADES EMPRESARIALES DE DERIVADOS DEL CEMENTO (ANDECE).– Madrid.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S.A.– Madrid.
FORJADOS DOL.– Esquivias (Toledo).
FORJAS Y ALAMBRES DEL CADAGUA.– Erandio (Bilbao).
GIJON E HIJOS, S.A.– Motril (Granada).
GOMHERSA.– Talavera de la Reina (Toledo).
HIDAQUE, S.A.– Granada.
HISPANO FRANCESA DE VEHICULOS INDUSTRIALES, S.A. BIBLIOTECA.– Madrid.
HORMIGONES GERONA, S.A.– Gerona.
HORMYCER, S.L.– Madrid.
HUARTE Y CIA, S.A.– Madrid.
IBERDUERO, S.A.– Bilbao.
IBERDUERO, S.A. (CENTRO DE DOCUMENTACION).– Bilbao.
IBERTECNICA, S.A.– Madrid.
IDASA, INGENIERIA DEL ATLANTICO, S.A.– La Coruña.
INBADELCA, S.A.– Baracaldo (Vizcaya).
INDUSTRIAS VEYGA, S.A.– Tarrasa (Barcelona).
INFORMES Y PROYECTOS, S.A. (INYSA).– Madrid.
INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S.A.– Barcelona.
INSTITUTO NACIONAL DE EMPLEO Y PROMOCION SOCIAL. SECCION ASUNTOS GENERALES (SEAF-PPO).– Madrid.
INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO.– Madrid.
JULIAN ARUMI, S.L.– Vich (Barcelona).
LA AUXILIAR DE LA CONSTRUCCION.– Sta. Cruz de Tenerife.
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO.– Madrid.
LABORATORIO GEOCISA. BIBLIOTECA.– Coslada (Madrid).
LABORATORIO DE CARRETERAS Y GEOTECNIA JOSE LUIS ESCARIO.– Madrid.
LAING IBERICA, S.A.– Madrid.
LIBRERIA RUBIÑOS.– Madrid.
LUIS BATALLA, S.A. (LUBASA).– Castellón de la Plana.
MAHEMA, S.A.– Granollers (Barcelona).
MATERIALES Y TUBOS BONNA, S.A.– Madrid.
MECANOGUMBA, S.A.– Mollet del Vallés (Barcelona).
NUEVA CERAMICA CAMPO.– Lendo-Laracha (La Coruña).
OTEP INTERNACIONAL, S.A.– Madrid.
POSTELECTRICA, S.A.– Palencia.
POSTENSA, S.A.– Bilbao.
PRAINSA.– Zaragoza.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

PREBETONG CANARIA, S.A.– Sta. Cruz de Tenerife.
PREFABRICADOS ALAVESES, S.A. (PREASA).– Vitoria.
PREFABRICADOS DEL CEMENTO, S.A. (PRECESA).– León.
PREFABRICADOS DEL HORMIGON, S.A. (CUPRE-SAPRE).– Valladolid.
PREFABRICADOS NAVARROS, S.A.– Olazagutia (Navarra).
PREFABRICADOS POUSA, S.A.– Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
PREFLEX. COMPAÑIA LABORAL, S.A. Gijón (Oviedo).
PRETENSADOS AEDIUM, S.L.– Mutilva Baja (Navarra).
PREYPRESA.– Aranda de Duero (Burgos).
PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S.A. HORTE.– Valladolid.
PROTEC, S.L.– Lugones (Oviedo).
REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S.A.– Pinto (Madrid).
RENFE (Madrid).
SAINCE.– Madrid.
S.E.A.T. (BIBLIOTECA).– Barcelona.
SENER, S.A.– Las Arenas (Vizcaya).
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.– Barcelona.
SERVICIO TERRITORIAL DE CARRETERAS.– Gerona.
SIKA, S.A.– Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA.– Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA FERROVIAL.– Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA MATERIALES Y OBRAS.– Valencia.
SPANDECK CATALANA, S.A.– Barcelona.
SUBDIRECCION GENERAL DE EDIFICACION. SECCION DE NORMATIVA (MOPU).– Madrid.
SUBDIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS ECONOMICOS Y TECNOLOGIA (MOPU).- Madrid.
TEJERIAS "LA COVADONGA".– Muriedas de Camargo (Santander).
TEPSA.– Tarrasa (Barcelona).
TOSAM, S.L.– Segovia.
TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPSA).– Madrid.
TUBOS BORONDO.– Madrid.
UNIVERSIDAD POLITECNICA. HEMEROTECA.– Valencia.
VALLEHERMOSO, S.A.– Madrid.
VALLEHERMOSO, S.A.– San Juan de Aznalfarache (Sevilla).
VIAS Y OBRAS PROVINCIALES.– San Sebastián.
VIGAS REMARRO.– Motril (Granada).
VIGUETAS ASTURIAS, S.A.– Oviedo.

EXTRANJERO

ASOCIACION DE FABRICANTES DE CEMENTO PORTLAND DEL URUGUAY.– Montevideo (Uruguay).
ASSOCIAÇAO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND.– Sao Paulo (Brasil).
BIBLIOTECA DE LA FACULTAD DE INGENIERIA. UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES Buenos Aires (Argentina).

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

BIBLIOTECA DE INGENIERIA. UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU.– Lima (Perú).
BIBLIOTECA UNIVERSIDAD CATOLICA.– Quito (Ecuador)
CEPIC, S.C.– Córdoba (Argentina).
CONSULAR. CONSULTORES ARGENTINOS ASOCIADOS.– Buenos Aires (Argentina).
CONSULBAIRES.– Buenos Aires (Argentina).
COPERCO.– Mendoza (Argentina).
FACULTAD DE ARQUITECTURA. UNIVERSIDAD DE VALPARAISO.– Valparaiso (Chile).
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS E INGENIERIA.– Rosario (Argentina).
FACULTAD DE INGENIERIA. BIBLIOTECA.– Caracas (Venezuela).
INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGIA. CENTRO DE INVESTIGACION DOCUMENTARIA.– Buenos Aires (Argentina).
INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLOGICAS. BIBLIOTECA CENTRAL. Sao Paulo (Brasil).
LABORATORIO DE ENGENHARIA DE ANGOLA.– Luanda (Rep. P. de Angola).
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS. DIRECCION DE VIALIDAD. DIVISION BIBLIOTECA Y PUBLICACIONES.– La Plata. Provincia de Buenos Aires (Argentina).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE. DIRECCION DE BIBLIOTECAS.– Santiago (Chile).
SCIENCE REFERENCE LIBRARY.– Londres (Inglaterra)
SOCIEDAD HORMIGON ARMADO PRETENSADO (S.H.A.P., S.A.).– Pilar. Provincia de Buenos Aires (Argentina).
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES. FACULTAD DE INGENIERIA.– Mérida (Venezuela).
UNIVERSIDAD CATOLICA MADRE Y MAESTRA.– Santiago de los Caballeros (República Dominicana).
UNIVERSIDAD CATOLICA VALPARAISO. BIBLIOTECA CENTRAL. DEPARTAMENTO ADMINISTRATIVO. Valparaiso (Chile).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO. BIBLIOTECA.– Mayaguez (Puerto Rico).
UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTAMARIA.– Valparaiso (Chile).

AVISO IMPORTANTE

DISCUSION DE LOS ARTICULOS ORIGINALES PUBLICADOS EN LA REVISTA "HORMIGON Y ACERO"

Todos los artículos originales que se publican en "Hormigón y Acero", quedan sometidos a discusión y al comentario de nuestros lectores. La discusión debe limitarse al campo de aplicación del artículo, y ser breve (cuatro páginas mecanografiadas a doble espacio, como máximo, incluyendo figuras y tablas).

Debe tratarse de una verdadera discusión del trabajo publicado y no ser una ampliación o un nuevo artículo sobre el mismo tema; el cual será siempre aceptado para su publicación en nuestra Revista, pero con tal carácter.

Debe ofrecer un interés general para los lectores. De no ser así, se trasladará al autor del artículo al que se refiera, para que la conteste particularmente.

Los comentarios deben enviarse, por duplicado, a la Secretaría de la A.T.E.P., Apartado 19.002, Madrid-33, dentro del plazo de tres meses contados a partir de la fecha de distribución de la Revista.

El autor del artículo cerrará la discusión contestando todos y cada uno de los comentarios recibidos.

Los textos, tanto de las discusiones y comentarios como de las contestaciones de los autores de los correspondientes artículos, se publicarán conjuntamente en una Sección especial que aparecerá en las últimas páginas de la Revista.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Informe resumido de las actividades desarrolladas por la Asociación Técnica Española del Pretensado durante el año 1982

Por: F. Arredondo
Presidente de la A.T.E.P.

Un año más, y ya van treinta y cuatro, de existencia de la A.T.E.P.

Siempre la Navidad y el principio de un año ha sido buen momento para el reposo, la tranquilidad y la meditación en lo que se ha hecho y en lo que queda por hacer. Siempre estas fechas constituyen una solución de continuidad en el constante bregar, para pensar en el pasado y para hacer propósitos para el futuro.

Una Asociación como la nuestra solo puede estar basada en la colaboración entre todos los que la componen, en las iniciativas de sus Asociados, en el aporte de muchos granitos de arena que cuando menos nos descuidamos se ha convertido en monton.

Toda Asociación es algo impersonal, inanimado, frío. La animación y el calor se la tienen que dar sus Miembros quienes, con su actividad, dan un vigor cerebral, un tono muscular, una tensión sanguínea, un calor humano que demuestran que hay vida.

Y, a decir verdad, no nos podemos quejar pues todo esto lo encontramos en nuestra Asociación, que presenta una buena salud, como está a la vista de todos.

Es cierto que todo organismo pasa por situaciones más o menos brillantes; es cierto que hay veces que las circunstancias exteriores nos fuerzan a una mayor o menor actividad.

No puede decirse que, en el año 1982, las condiciones de la industria de la construcción hayan sido favorables y ésto lo ha notado la A.T.E.P. en que el número de bajas de Miembros ha superado al número de altas. No obstante hemos seguido con nuestras actividades, se han celebrado reuniones públicas, se ha seguido publicando "Hormigón y Acero" vínculo magnífico que nos une a todos.

Confiemos en que las cosas se vayan arreglando, seamos optimistas y miremos al futuro con esperanza.

Es de todos conocido el éxito que siempre han tenido las Asambleas Técnicas de la A.T.E.P. en las que los proyectistas nos muestran las cosas que han ideado para resolver pro-

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

blemas reales más o menos intrincados, los constructores hacen alarde de técnicas modernas empleadas para construir lo que a los proyectistas se les ha ocurrido proyectar, los fabricantes de acero o de anclajes nos muestran sus últimas realizaciones para resolver los problemas que al utilizar el pretensado se les han presentado a los proyectistas y a los constructores y los investigadores nos sitúan en la profundidad de los cálculos y de los materiales con el laudable deseo de hacer la vida fácil a los proyectistas, constructores y fabricantes. Y todos, además, lo pasamos bien en unos días de convivencia y de cambio de impresiones en los que se renuevan añejas amistades.

Pues bien, cuando todavía está viva en nuestro recuerdo la X^{a} Asamblea, celebrada en Murcia, ya estamos preparando la XI^{a} que, por acuerdo de la Junta de Gobierno, ha de celebrarse en Santander en el otoño de 1984. La preparación es larga y hay que tomarla con tiempo. Ya os iremos contando cosas.

Noticia que destaca por su indudable importancia es la renovación de la mitad de la Junta de Gobierno de la A.T.E.P.

Según preceptos estatutarios, correspondía cesar a los Señores Calavera, Manterola, Páez, Pellón y del Pozo Frutos.

Realizadas las oportunas elecciones en el mes de mayo, en las que se contabilizaron 291 papeletas de votación, fueron elegidos los Señores Cuvillo, Fernández Casado, Fernández Villalta, González Valle y del Pozo Vindel. Posteriormente fue reelegido Presidente el que ésto suscribe.

Por tanto, la Junta de Gobierno quedó compuesta de la siguiente forma:

Presidente: D. Francisco Arredondo Verdú

Vicepresidente: D. José Antonio Torroja Cavanillas

Vocales:
D. Ginés Aparicio Soto
D. Juan José Arenas de Pablo
D. Ramón del Cuvillo Jiménez
D. Carlos Fernández Casado
D. Manuel Fernández de Villalta
D. Enrique González Valle
D. Florencio Jesús del Pozo Vindel
D. Juan Bautista Ripoll Gómez

Vocal Secretario: D. Rafael Piñeiro Abril.

Y entrando ya, aunque sea brevemente, en el repaso de actividades del año pasado, debemos consignar:

1. REUNIONES PUBLICAS ORGANIZADAS POR LA ASOCIACION

– JORNADAS SOBRE "TECNICAS DEL HORMIGON ARMADO Y PRETENSADO EN CENTRALES NUCLEARES".

Del 18 al 21 de mayo se celebraron estas Jornadas en el Instituto Eduardo Torroja, organizadas por la A.T.E.P.

A la vista de la experiencia que existe en España en la construcción de centrales nucleares y teniendo en cuenta los desacuerdos que, en diferentes casos, han surgido entre las normas americanas, europeas y españolas, la A.T.E.P. estimó de gran interés la organización de las Jornadas para hablar de todos estos problemas, para contrastar y divulgar las experiencias

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

nacionales, para realizar estudios comparativos de las diversas normativas y para estudiar y discutir la aplicación de las técnicas del hormigón armado y pretensado en la construcción de las citadas centrales.

En el desarrollo de las Jornadas se consideraron los siguientes temas:

– Normativa y requisitos básicos del proyecto.

– Proyecto.

– Materiales y sistemas de pretensado.

– Control y garantía de calidad:

a) del proyecto
b) de los materiales y equipos
c) de la ejecución

– Recepción de la obra, vigilancia y mantenimiento.

– Realizaciones.

Dada la importancia de la cuestión y de las conclusiones obtenidas, se está preparando una publicación dedicada, exclusivamente, a estas Jornadas.

25 de marzo

Conferencia de D. José Calavera Ruíz sobre el tema "Esfuerzos rasantes en piezas compuestas de hormigón".

11 de mayo

Conferencia de D. Juan José Arenas y D. Luis Villegas sobre el tema "Pilas altas de viaductos construídos por avance en voladizo".

Sr. Calavera Ruiz.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Sr. Arenas de Pablo.

Sr. Villegas.

2. PUBLICACIONES

Se han publicado los números 142 al 145 de "Hormigón y Acero", en los que se incluyen los siguientes artículos:

Número 142. Primer trimestre de 1982

- "Informe resumido de las actividades desarrolladas por la Asociación Técnica Española del Pretensado, durante el año 1981", por R. Piñeiro.
- "Xª Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P.", por R. Piñeiro.
- "Teoría de la seguridad", por A. Páez.
- "Reglas prácticas para el análisis de los fenómenos de fatiga bajo solicitaciones repetitivas de amplitud no constante", por J. Ortíz.
- "Diseño óptimo de pórticos de edificación de hormigón armado", por J.J. Moragues y J. Catalá.
- "El hormigón en masa en la Instrucción E.H.–80", por J. Lahuerta.
- "El contenido en finos de las arenas para hormigones. Propuesta de nuevos límites", por A. Oroviogoicoechea.
- "Patología. Refuerzo de encepados sobre pilotes", por A. González Serrano.

Número 143. Segundo trimestre de 1982

- "Jornadas sobre "Técnicas del hormigón armado y pretensado en centrales nucleares", por R. Piñeiro.
- "Xª Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P.", por R. Piñeiro.
- "Discurso pronunciado en la Sesión de Apertura de la Xª Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P.", por J.A. Torroja.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

- "Ensayos para la estimación de la resistencia del hormigón por el método combinado ultrasonidos esclerómetro", por J. Galindo.
- "Ensayo a rotura por esfuerzo cortante de vigas en T parcialmente pretensadas", por T. Serrano.
- "Resistencia a esfuerzos repetidos de los cables-cordón de fabricación nacional", por C. de la Peña.
- "Mecanismo de fisuración en los ensayos de corrosión bajo tensión propuestos por la F.I.P.", por J.M. Gálligo y J. Climent.
- "Comportamiento del hormigón pretensado, a muy bajas temperaturas", por M. Elices; V. Sánchez Gálvez; J. Planas; A. Mestre, y H. Corres.
- "Resultados provisionales de deformaciones en un ensayo de carga mantenida sobre vigas pretensadas", por J.J. Arenas; G. Gutierrez Martín; A.C. Aparicio, y C. Alonso.
- "Fragilización por hidrógeno de los alambres y cordones utilizados en hormigón pretensado", por J. Climent; J.M. Gálligo, y M. del Campo.
- "Protección temporal de aceros de pretensado", por V. Sánchez Gálvez; M. Elices; A; Zarabozo, y J.J. Royuela.
- "Estudio experimental de las pérdidas de pretensado por rozamiento, de tendones de 800 t (55 cordones de 1/2"), en conductos de 135 mm de diámetro", por J.M. Morera y G. Ontañón.

Número 144. Tercer trimestre de 1982

- "Método aproximado para el cálculo de momentos torsores en los zunchos de borde de forjados reticulares", por A. López; J. Marí; J. Navarro, y A. Aguado.
- "La Instrucción EP-80 y su incidencia en las Memorias de Autorización de Uso y Fichas de Características Técnicas de los forjados de hormigón pretensado", por H. Corres; R. Fernández Sánchez, y J. de Andrés.
- "Evolución y problemática de los forjados de edificación en la región de Murcia", por M. Rodríguez Martín; J. Jódar; M. Soler y P. Navarro.
- "El pretensado en el canal de la margen derecha del postrasvase del Segura", por J. Bautista.
- "Hormigón pretensado en tuberías: Normas, procedimientos de fabricación y realizaciones", por J. Naranjo.
- "Sobre la conveniencia de limitar, por consideraciones de ductilidad, la cuantía máxima de armaduras de flexión en vigas contínuas de hormigón armado y pretensado", por A.C. Aparicio.
- "Influencia de la fisuración oblícua debida a esfuerzo cortante en la determinación de la carga última de vigas contínuas de hormigón armado", por A.C. Aparicio.
- "Influencia de los estados de autotensión en la seguridad frente a rotura por flexión de vigas contínuas de hormigón armado y pretensado", por J.J. Arenas y A. C. Aparicio.
- "Recientes avances en el análisis de estructuras de hormigón mediante las técnicas de elementos finitos", por J.M. Sancho Aznal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

– "El tercer Simposio de la F.I.P. sobre corrosión bajo tensión en aceros para pretensado", por M. Elices y V. Sánchez Gálvez.

– "Diagramas M-c, de secciones de hormigón pretensado a partir de la fuerza de neutralización, P_n", por J. Murcia y A. Marí.

– "Expresiones analíticas para evaluar la fluencia y retracción, de acuerdo con la Instrucción EH-80", por F. del Pozo Vindel.

Número 145. Cuarto trimestre de 1982

– "Análisis de estructuras de hormigón frente a acciones directas e indirectas teniendo en cuenta la no linealidad del material", por A. Aguado; A. Marí, y E. Penón.

– "Discretización de rigideces de torsión en emparrillados", por F. Da Cunha.

– "Interrogantes que plantea el cálculo de secciones compuestas", por E. González Valle.

– "Nuevo Manual de la ATEP sobre conservación de obras pretensadas", por R. del Cuvillo.

– "Análisis elasto-plástico de estructuras porticadas con grandes movimientos", Por A. Samartín y G. Gutierrez.

– "Análisis en segundo orden de estructuras de hormigón armado", por A. Marí y J. Murcia.

– "El laboratorio de ensayo de estructuras en modelo reducido, de la Escuela de Ingenieros de Caminos de Barcelona", por J. Oliver; B. Suárez; E. Blanco, y E. Oñate.

– "Realizaciones de edificios industrializados mediante piezas prefabricadas de hormigón pretensado", por M. Burón y A. Ortíz.

– "Refuerzos realizados últimamente y presentación del nuevo sistema de anclaje C.G.C.", por C. Barredo.

– "Historia resumida de las realizaciones en hormigón pretensado, en la región de Murcia", por J. Jódar; M. Rodríguez; P. Navarro, y M. Soler.

– "Ensanche de tres viejos puentes sobre el río Arga (Navarra)", por J.J. Arenas.

– "Nuevo puente del Comercio sobre el río Cauca en la carretera de Cali-Palmira (Colombia)", por J.J. Arenas y A.C. Aparicio.

3. DISTRIBUCION DE LIBROS

Como siempre, ha tenido una acogida favorable la distribución de libros, que con apreciable descuento nos ofrece la F.I.P.

Los libros distribuídos han sido los siguientes:

– 15 ejemplares de "FIP Recommendations for acceptance and application of posttensioning systems".

– 14 ejemplares de "Preparing and grouting ducts in prestressed concrete members".

– 9 ejemplares de "The control of blemishes in concrete".

– 12 ejemplares de "FIP – The design, manufacture and erection of architectural concrete elements".

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

– 17 ejemplares de FIP – Demolition of reinforced and prestressed concrete structures".

– 18 ejemplares de "FIP – Report on prestressing steel nº 7. Test for the determination of tendon transmission lenght under static conditions".

– 21 ejemplares de "FIP – Shear at the interface of precast and in situ concrete".

– 11 ejemplares de "FIP – Cover to steel reinforcement for floating concrete structures", y

– 15 ejemplares de "FIP – Acceleration of concrete hardening by thermal curing".

4. OTRAS ACTIVIDADES

Del 6 al 10 de junio se ha celebrado en Estocolmo el IX Congreso Internacional de la F.I.P.

A pesar del alto precio de la inscripción, el viaje y la estancia, asistieron 27 españoles con 15 acompañantes.

***

Es tradicional que estas notas sobre las actividades anuales de la A.T.E.P. estén preparadas por D. Rafael Piñeiro, Secretario de nuestra Asociación.

Pero en estos momentos el Sr. Piñeiro no está en España; está en Bolivia a donde se ha trasladado en comisión de servicio del Instituto Eduardo Torroja, en calidad de Experto Internacional del Ministerio de Asuntos Exteriores de España. Desempeña en La Paz, la Secretaría Técnica de la Comisión Boliviana del Hormigón, cuya misión es redactar la "Instrucción Boliviana para el proyecto y ejecución de obras de hormigón" inspirada en la Instrucción Española E.H.–80.

Se fue en julio de 1982 y regresará en julio de 1983.

No dudamos del éxito que tendrá en su gestión y le esperamos con los brazos abiertos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

ALVISA

PREFABRICADOS ALBAJAR

PUENTES - NAVES INDUSTRIALES - FORJADOS
BOVEDILLAS - LADRILLOS - TEJAS - TUBOS DRENAJE

HUESCA:

Oficina Comercial y Fábrica: P.º Lucas Mallada, s/n - Teléfono 22 39 00 - HUESCA
Oficina y Fábrica: Ctra. de Lérida, s/n - Teléfono 40 07 80 - MONZON
Oficina y Fábrica: Ctra. de Huesca - Teléfono 39 00 41 - GRAÑEN

MADRID

Oficina Comercial: Orense, 10, 1.º - Teléfonos 455 05 35 - 6 - 7 - MADRID-10
Oficina y Fábrica: Ctra. Torrejón a Loeches, Km 4,200 - Teléfonos 675 04 50 - 4- 8 - TORREJON DE ARDOZ
Oficinas y Fábrica: Ctra. de Toledo, Km 7,300 - Teléfono 688 27 72 - LEGANES

ZARAGOZA

Oficina Comercial: P.º de la Constitución, 31 - Teléfonos 23 75 02 - 3 - ZARAGOZA-1

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

591-9-36

Tesado de la estructura del edificio de contención de la Central Nuclear de Ascó. Grupo I.

Por: Alberto Vives Escuder
Ingeniero Civil de la Dirección de Obra de la Central Nuclear de Ascó (Tarragona)

1. OBJETO Y ALCANCE

El objeto de esta comunicación es explicar en forma sucinta el desarrollo completo del Proceso de Postensado del Edificio de Contención del Grupo I de la Central Nuclear de Ascó.

Esta comunicación se desarrollará en dos partes:

La primera será, Proyecto del Sistema Postensado y la segunda, Realización del Sistema Postensado.

En esta exposición el Proyecto se refiere exclusivamente al Proyecto del Sistema de Pretensado y que dá satisfacción a las exigencias requeridas por el Proyecto de la Estructura del Edificio de Contención, con relación al tipo y número de tendones y al complejo equipo requerido para llevar a término las operaciones.

El proyecto no es un prototipo, y tiene como Central de Referencia el Proyecto de la Central de Farley en Dothan, Alabama. U.S.A.

La Realización se referirá exclusivamente a las actividades desarrolladas para efectuar el Enfilado, Tesado e Inyección de los Tendones, la operación de los distintos equipos y su programa.

Toda la actividad constructiva debe ser realizada de acuerdo a Procedimientos de actuación, previamente establecidos, en el que se indiquen minuciosa y claramente todos los pasos a seguir, y en qué circunstancias y de que forma se debe constatar que el proceso seguido está de acuerdo y cumple con las exigencias de Calidad prescritas por el Proyecto.

La característica principal de la construcción de este tipo es la calidad que debe alcanzar, que de una forma general se podría definir como:

Obtener la Seguridad Completa de que durante su funcionamiento, y en el caso hipotético de accidente, tanto interno como externo, la estructura pretensada seguirá cumpliendo su misión y que este cumplimiento será mantenido con toda plenitud por lo menos durante 40 años.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Esta calidad queda establecida en el proyecto y condiciona el proceso de realización. La calidad obtenida en el curso del trabajo, debe quedar claramente demostrada en forma inequívoca, constatada y registrada a través de documentos que permitan el seguimiento lógico de todo el proceso de obtención de esta calidad.

2. DESCRIPCION GENERAL

El Grupo I de la Central Nuclear de Ascó, propiedad de Fuerzas Eléctricas de Cataluña, está situado en la margen derecha del Río Ebro, en el término municipal de Ascó, Prov. de Tarragona, a 38 km en línea recta al mar y aproximadamente a 110 km de la desembocadura del Río. Fotografías 1 y 2.

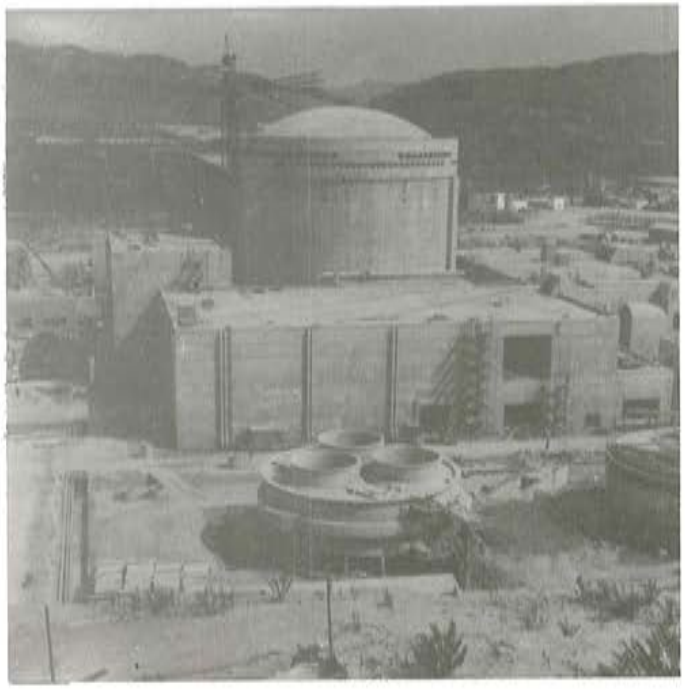
El edificio de contención alberga en su interior el Reactor Nuclear y sus componentes adyacentes, 3 generadores de vapor, el presurizador, la bomba principal del circuito primario de refrigeración, todo el sistema de tuberías a alta presión, piscina de carga del combustible y gran cantidad de equipo auxiliar. Tiene como misión principal, la protección biológica en el caso de un hipotetico accidente nuclear evitando la salida de partículas radioactivas al exterior y además soporta las siguientes solicitaciones generales:

- Presión máxima y el gradiente de temperatura en el caso del accidente LOCA (Loss of Coolant Accident).
- Solicitaciones externas como, Sismos, Viento, Impactos, etc.
- Mantener la estanqueidad de la gran cantidad de penetraciones y las entradas de equipo y personal.
- Soportar la grúa Polar de 400 T. de capacidad, para el manejo de los equipos pesados.
- Absorber las deformaciones y proporcionar soporte a la piel metálica interna de estanqueidad (chapa de revestimiento de 6,5 mm. de espesor).

Todos los componentes del Edificio de Contención y por tanto todo el Sistema Postensado, están incluidos en la Clase Nuclear I.

Fotografía 1. Vista General de la Obra a principios de 1981.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026



Fotografía 2. Edificio de Contención detrás del Edificio Auxiliar.

2.1 Forma y Dimensiones de la Estructura

El Edificio de Contención del Reactor, es un cilindro recto de hormigón, con una cubierta en cúpula tórico-esférica, con una viga anillo de refuerzo, a partir del arranque de la cúpula y que sirve de anclaje a los tendones de la cúpula. Bajo la base de cimentación hay una galería anular, con tres accesos, en cuyo techo van los anclajes inferiores de los tendones verticales. Por la parte exterior de la pared cilíndrica hay tres contrafuertes, a 120°, habilitados para el anclaje de los tendones horizontales. Todo el paramento interior tiene un blindaje protector de chapa de acero de 6,5 mm de espesor, que proporciona una estanqueidad rigurosa.

Las dimensiones son las siguientes: (Fig. 1)
Diámetro interior del cilindro: 40,00 m.
Espesor de los muros: 1,15 m.
Espesor de la base: 2,75 m.
Espesor de la cúpula: 1,00 m.
Canto de la viga anillo: 6,60 m.
Altura del muro cilíndrico hasta el anillo: 48,05 m.
Altura total desde la parte superior de la base, hasta la cúspide de la cúpula: 60,05 m.
Volumen interior aproximado: 60.000,00 m^3.
Volumen de hormigón colocado, aprox.: 16.000,00 m^3.

2.2 Situación del Edificio (Fig. 2)

El edificio que es como si dijeramos el corazón de la Central está rodeado por los cuatro edificios principales, Control, Auxiliar, Combustible y Turbinas. Solamente tiene acceso directo desde el exterior, por la entrada de equipo situado en el azimut 30° y a la elevación 50 m (sobre el nivel del mar), y en un frente aproximado de 10 m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

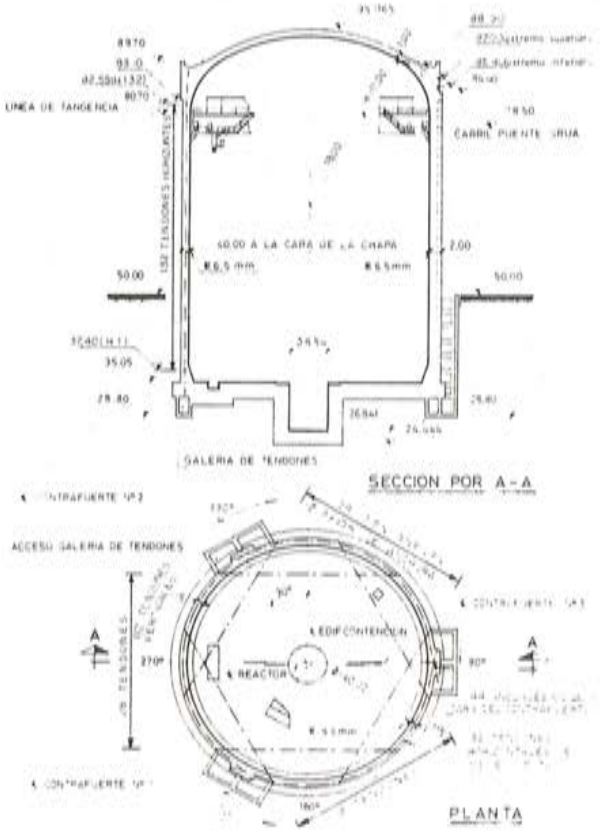


Fig. 1

Entre el edificio de Contención y los edificios principales, hay los edificios de penetraciones, cuyas cubiertas están a distintas elevaciones, como puede verse en la figura, y en las fotografías.

2.2.1 Espacios externos disponibles para el trabajo

Esta situación, deja pocos espacios disponibles para el trabajo alrededor del edificio, lo que dificulta y complica la entrada del equipo alrededor de los contrafuertes y la bajada a la galería de tendones. Las operaciones enfilado y tesado tienen que desarrollarse en espacios reducidos y a distintas cotas (fig. 2).

Los depósitos de grasa y bombas tuvieron que situarse en elev. 50, en el rincón exterior que forma . los edificios auxìliar y combustible.

2.3 Condicionamientos para el equipo

La forma y situación del edificio condicionan el diseño y operación de los distintos equipos de realización del trabajo. Destacaré algunos de los condicionamientos principales y que se verán con más detalle al describir los equipos.

1. No tener despejado y al mismo nivel el espacio circundante.
2. El perfil del edificio, por el saliente de la viga anillo obliga a retirar las plataformas de la pared cilíndrica para operar en la viga anillo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

3. La magnitud del edificio, sobre todo la altura, y el desarrollo de la viga anillo.

4. La situación de anclajes en distintas posiciones en la viga anillo.

5. La situación de anclajes en el techo de la galería.

6. El espacio reducido de los pozos de acceso a la galería. Ver figuras 1 y 2 y Fotografías 3 y 4.

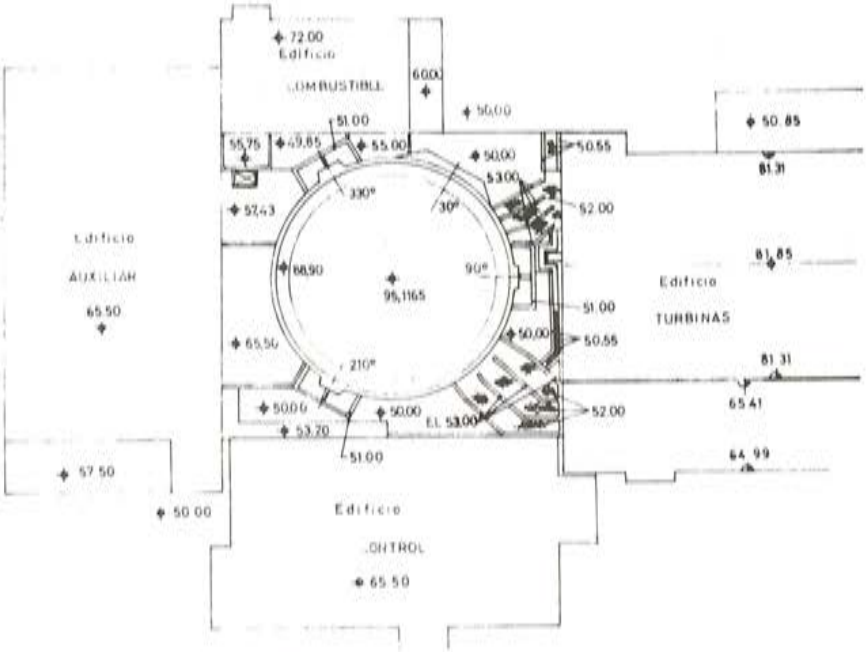
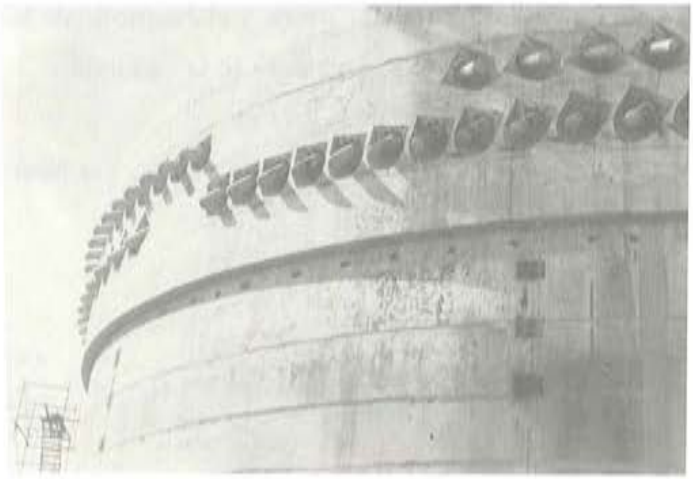


Fig. 2. Cotas de las áreas adyacentes al edificio de contención.

Fotografía 3. Vista de un contrafuerte al llegar a la viga anillo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026



Fotografía 4. Viga anillo mostrando el saliente y los anclajes de los tendones de la cúpula.

3. REQUISITOS A CUMPLIR

No corresponde a esta comunicación exponer las bases de cálculo del Edificio, sino que solamente lo que hace referencia al proyecto del Sistema Pretensado.

3.1 Exigencias del Proyecto

En forma resumida y esquemática enumeraré las exigencias principales del Proyecto del Edificio al Sistema de Postensado.

Solamente es pretensado el manto cilíndrico y la cúpula. El pretensado del manto cilíndrico se compone de un sistema vertical, desde el fondo de la base hasta la cara superior de la viga anillo, y de un sistema horizontal, formado por zunchos de 240°, de manera que cada 3 consecutivos completen dos anillos. Para el anclaje de estos tendones se usarán las caras laterales de tres contrafuertes a 120°.

La cúpula constará de tres haces de tendones, orientados a 120° cada uno con respecto al otro, con anclajes en la cara vertical del anillo superior.

En general la distancia entre ejes de tendones no será mayor de 120 cm ni menor de 31 cm. También los tendones deberán estar separados de los bordes de las penetraciones por lo menos 31 cm.

Los niveles de tesado efectivo final, después de considerar todas las pérdidas y que debe existir después de 40 años, son los siguientes:

Tendones Verticales 470 T/ml
Tendones Horizontales 930 T/ml
Tendones de la Cúpula 460 T/ml

Para el cálculo preliminar del número de tendones a utilizar se tenian que considerar las pérdidas y caidas de tensión siguientes:

Coeficiente de roce cable-vaina: 0,14
Coeficiente de roce parásito: 0,0010 por m^{-1}
Módulo de Elasticidad del hormigón: 300400 Kg/cm^2

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Relajación del Acero, según extrapolación de la relajación a 1.000 horas dada por el suministrador del acero.
Coeficiente de Fluencia (creep) y retracción del hormigón: $6{,}2 \times 10^{-4}$

El sistema utilizado debe demostrar que su disposición y equipo, permitirá constatar periódicamente, que no existe corrosión de los cables dentro de las vainas y que su tensión se mantiene dentro de los límites calculados a lo largo de los 40 años de funcionamiento de la Central, y que en caso necesario cualquier tendón es reemplazable.

Se deberá realizar un programa de ensayos para demostrar que el sistema que se adoptará, así como los métodos y equipos de tesado y engrase son capaces de cumplir las exigencias del proyecto.

También se especifican las exigencias sobre, el cable, grasa de inyección, anclajes y todo el material componente, y las tolerancias de fabricación y colocación.

El tendón elegido podrá utilizarse hasta el 80 por 100 Resistencia última garantizada.

3.2 Proyecto Freyssinet de acuerdo a las Exigencias

La propiedad entre varias ofertas eligió el sistema Freyssinet, cuyo tendón unico es el 37T15, consistente en un cable compuesto de 37 cordones superestabilizados TYCSA de 15,2 mm de diámetro, con una sección de 5431 mm^2, y una resistencia garantizada de 939,8 T. y una capacidad de utilización al 80 por 100 de 751,84 T.

Con los requerimientos del proyecto, el tendón propuesto y la experiencia de Freyssinet, se calculó el número de tendones para cada familia, emitiendo la nota de calculo T-101 edición 1, cuyo resultado fué el siguiente: Cuadro 1

Familia vertical: 112 tendones.
Familia horizontal de 240°: 132 tendones.
Familia de la Cúpula 3 x 28: 84 tendones.

Los tendones verticales están situados en el eje del muro, los horizontales tangentes por el exterior a los verticales, y los de la cúpula forman las tres subfamilias, una superior, una inferior y una intermedia. Cada tendón de la cúpula está contenido en un plano vertical.

3.3 Ensayos para justificar los valores tomados en el Proyecto

En la especificación general del proyecto se prescribía que debían realizarse ensayos para demostrar que los valores usados en el cálculo eran los reales del caso particular del Edificio y que debían utilizarse para establecer las planillas definitivas de tesado.

Los ensayos realizados y sus resultados fueron los siguientes:

A) Propiedades del hormigón, en los laboratorios del CEBTP en St. Remy La Cheuvreuse (Francia).

Resistencia a compresión a un año: 690 Kg/cm^2

Módulo de Elasticidad a un año: 415.000 Kg/cm^2 (min.).

Coeficiente de Poisson (a 150 Kg/cm^2) a un año: 0,23

Deformación instantánea (a 150 bares): 500×10^{-6}

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Cuadro 1

Calculo del Número de tendones.

Rev. 1: Calculo correspondiente a los valores iniciales del Proyecto.

Rev. 5: Calculo correspondiente a valores obtenidos por ensayos en condiciones reales de la Obra.

Fluencia (Creep) a 60 días y a 150 bares: 400×10^{-6}

Y aplicando el reglamento francés se obtiene la:

Fluencia a un tiempo infinito y a 150 bares: 667×10^{-6}

Y efectuando el cálculo para las tensiones de compresión que realmente se tienen se obtiene los siguientes valores para cada familia.

Tendones verticales (50,8 bares): $2{,}26 \times 10^{-4}$

Tendones de Cúpula (54,5 bares): $2{,}42 \times 10^{-4}$

Tendones Horizontales (98,5 bares): $4{,}38 \times 10^{-4}$

B) Roce entre cable y vaina: 0,156.

Ensayo realizado en obra en los tendones H44, V83 y V84.

C) Roce parasito (Wooble): 0,0016

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Ensayo realizado en obra en los tendones H44, V83 y V84.

D) Pérdidas por rozamiento entre la salida del bloque de anclaje y el extremo final de la trompeta.

Valor medio calculado por la fórmula de roce: 1,5 por 100 de la fuerza aplicada.

E) Pérdida de tensión por entrada de cuñas en el anclaje. Se han calculado por el método descrito por Ti Huang de la Universidad de Pennsylvania, en el que se establece la longitud de influencia de la entrada de cuñas y la pérdida de tensión debida a esta entrada. (Fig. 3).

Se consideraron por experiencia de Freyssinet las siguientes entradas de cuñas para cada familia:

Tendones Verticales: $\Delta = 8$ mm.
Tendones Cúpula: $\Delta = 7$ mm.
Tendones horizontales: $\Delta = 7$ mm.

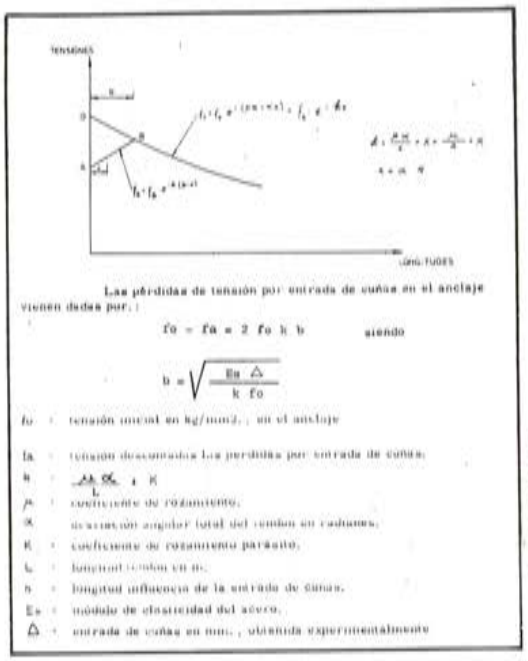


Fig. 3. Criterio de TI-HUANG para el cálculo de las Pérdidas de Tensión por entrada del Anclaje en miembros postensados (P.C. Journal 1969) (Extracto).

F) Pérdidas de tensión por relajación del acero.

Se adopta una pérdida por relajación del 4 por 100 para una tensión del 70 por 100 de la carga de rotura del tendón. Se ha adoptado una relación lineal entre el 4 por 100 para una tensión del 70 por 100 de la carga de rotuta y el 0 por 100 para una tensión del 50 por 100, de acuerdo a recomendaciones de la F.I.P. Los valores de las pérdidas de tensión por relajación del acero para cada familia de tendones son:

Tendones verticales: 4 por 100
Tendones cúpula: 3,15 por 100
Tendones horizontales:
Serie A 1 por 100
Serie B 2,6 por 100

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Se emitieron varias notas técnicas de cálculo del número de tendones, quedando en definitiva aprobada la Edición 5, después de muchas aclaraciones, justificaciones, y de la emisión de varias notas técnicas (Cuadro 1).

Con los valores definitivos, Freyssinet utilizó por ordenador el programa "ALONG" que a partir de un mínimo de datos elementales permite calcular: (Fig. 4).

- El alargamiento de un cable pretensado con una geometría cualquiera, bajo una tensión dada y a opción el calculo completo de las pérdidas de tensión.

Cada cable se define a lo largo de un eje (generalmente el longitudinal), ubicando las secciones principales a lo largo de este eje, quedando definido por una serie continua de secciones, en que la primera representa el origen del cable y la última su extremidad

Entre dos secciones se deberá indicar:

- La longitud real del cable (Δx)
- Su desviación en el plano ($\Delta\theta_1$) (plano H)
- Su desviación vertical ($\Delta\theta_2$) (plano V)

Para determinar las pérdidas de tensión se introducen las características que definen el acero y las pérdidas de tensión. Después de obtenidas las tensiones en cada sección, se calcula el alargamiento del cable entre ellas, y su suma dá el alargamiento total:

T_ϕ Tensión inicial en cada sección calculada por la fórmula clásica del roce.

T_1 Después de la entrada de cuñas, calculado por la fórmula de Ti Huang.

T_2 Tensión instantánea después del acortamiento del hormigón y es igual a T_1 menos la retracción del hormigón.

T_3 Tensión después de la relajación del acero y es igual a T_2 menos el valor de la relajación del acero.

T_4 Tensión final después de la pérdida por retracción y fluencia y es igual a T_3 menos la retracción y menos la fluencia.

En el cuadro que se presenta se vé el ejemplo del tendón H44. (Fig. 4)

a) Geometría del Tendón.
b) Impresión de los resultados del ordenador.
c) Gráfico Tensión-longitud de los resultados.

Después de los resultados se vió que debían tesarse por los dos extremos todos los tendones horizontales, todos los de la cúpula, y de los verticales 12 que están afectados por las grandes penetraciones, el resto de verticales se tensarán solamente por el anclaje superior.

4. EQUIPOS

Los equipos y medios auxiliares para realizar el trabajo están fuera de lo normal, es unico y diverso, numeroso y costoso, debido a los grandes condicionamientos y magnitud de la obra, así como la capacidad del tendón y de las restricciones de los espacios de operación.

Clasificaremos los equipos de la siguiente manera general y con relación a las operaciones a efectuar:

Equipos de Enfilado
Equipos de Tesado
Equipos de Inyección de Grasa

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Se emitieron varias notas técnicas de cálculo del número de tendones, quedando en definitiva aprobada la Edición 5, después de muchas aclaraciones, justificaciones, y de la emisión de varias notas técnicas (Cuadro 1).

Con los valores definitivos, Freyssinet utilizó por ordenador el programa "ALONG" que a partir de un mínimo de datos elementales permite calcular: (Fig. 4).

– El alargamiento de un cable pretensado con una geometría cualquiera, bajo una tensión dada y a opción el calculo completo de las pérdidas de tensión.

Cada cable se define a lo largo de un eje (generalmente el longitudinal), ubicando las secciones principales a lo largo de este eje, quedando definido por una serie continua de secciones, en que la primera representa el origen del cable y la última su extremidad

Entre dos secciones se deberá indicar:

– La longitud real del cable (Δx)
– Su desviación en el plano ($\Delta\theta_1$) (plano H)
– Su desviación vertical ($\Delta\theta_2$) (plano V)

Para determinar las pérdidas de tensión se introducen las características que definen el acero y las pérdidas de tensión. Después de obtenidas las tensiones en cada sección, se calcula el alargamiento del cable entre ellas, y su suma dá el alargamiento total:

T_ϕ Tensión inicial en cada sección calculada por la fórmula clásica del roce.

T_1 Después de la entrada de cuñas, calculado por la fórmula de Ti Huang.

T_2 Tensión instantánea después del acortamiento del hormigón y es igual a T_1 menos la retracción del hormigón.

T_3 Tensión después de la relajación del acero y es igual a T_2 menos el valor de la relajación del acero.

T_4 Tensión final después de la pérdida por retracción y fluencia y es igual a T_3 menos la retracción y menos la fluencia.

En el cuadro que se presenta se vé el ejemplo del tendón H44. (Fig. 4)

a) Geometría del Tendón.
b) Impresión de los resultados del ordenador.
c) Gráfico Tensión-longitud de los resultados.

Después de los resultados se vió que debían tesarse por los dos extremos todos los tendones horizontales, todos los de la cúpula, y de los verticales 12 que están afectados por las grandes penetraciones, el resto de verticales se tensarán solamente por el anclaje superior.

4. EQUIPOS

Los equipos y medios auxiliares para realizar el trabajo están fuera de lo normal, es unico y diverso, numeroso y costoso, debido a los grandes condicionamientos y magnitud de la obra, así como la capacidad del tendón y de las restricciones de los espacios de operación.

Clasificaremos los equipos de la siguiente manera general y con relación a las operaciones a efectuar:

Equipos de Enfilado
Equipos de Tesado
Equipos de Inyección de Grasa

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Ensayo realizado en obra en los tendones H44, V83 y V84.

D) Pérdidas por rozamiento entre la salida del bloque de anclaje y el extremo final de la trompeta.

Valor medio calculado por la fórmula de roce: 1,5 por 100 de la fuerza aplicada.

E) Pérdida de tensión por entrada de cuñas en el anclaje. Se han calculado por el método descrito por Ti Huang de la Universidad de Pennsylvania, en el que se establece la longitud de influencia de la entrada de cuñas y la pérdida de tensión debida a esta entrada. (Fig. 3).

Se consideraron por experiencia de Freyssinet las siguientes entradas de cuñas para cada familia:

Tendones Verticales: $\Delta = 8$ mm.
Tendones Cúpula: $\Delta = 7$ mm.
Tendones horizontales: $\Delta = 7$ mm.

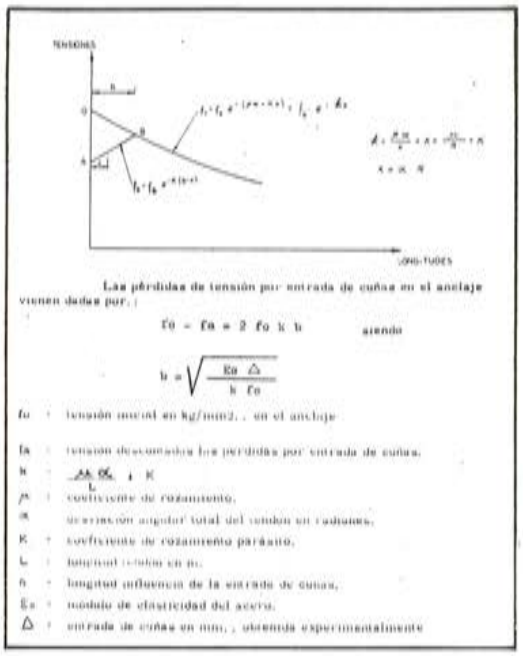


Fig. 3. Criterio de TI-HUANG para el cálculo de las Pérdidas de Tensión por entrada del Anclaje en miembros postensados (P.C. Journal 1969) (Extracto).

F) Pérdidas de tensión por relajación del acero.

Se adopta una pérdida por relajación del 4 por 100 para una tensión del 70 por 100 de la carga de rotura del tendón. Se ha adoptado una relación lineal entre el 4 por 100 para una tensión del 70 por 100 de la carga de rotuta y el 0 por 100 para una tensión del 50 por 100, de acuerdo a recomendaciones de la F.I.P. Los valores de las pérdidas de tensión por relajación del acero para cada familia de tendones son:

Tendones verticales: 4 por 100
Tendones cúpula: 3,15 por 100
Tendones horizontales:
Serie A 1 por 100
Serie B 2,6 por 100

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

CALCULO DE LAS TENSIONES Y ALARGAMIENTOS DEL TENDON H-44.

FIG.4a Geometria Tendón H-44

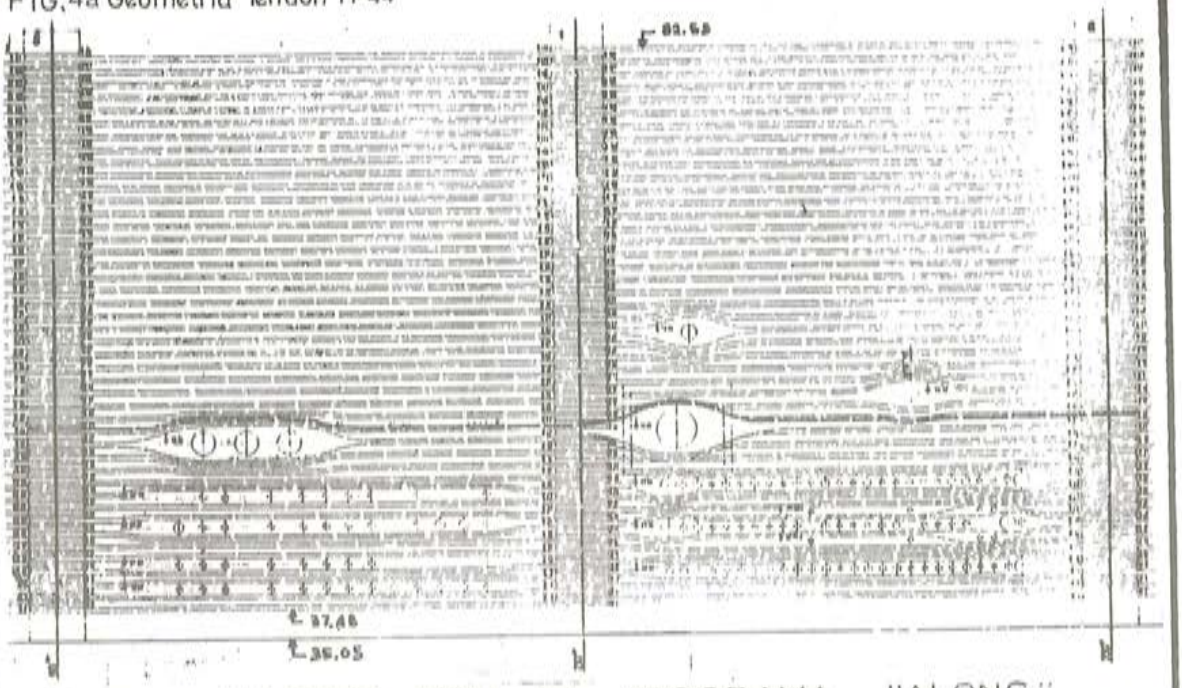


FIG.4b CALCULO POR EL PROGRAMA "ALONG"

C.N. ASCO CABLES HORIZONTALES TENSADOS (2 EXTREMOS) A 136,7

HIPOTESIS DE CALCULO

COEFICIENTE DE ROCE F = 0,1560 E + 00

DESVIACION PARASITA EN RD/ML PHI = 0,1600 E - 02

MODULO DEL ACERO EN KG/MM2 = 0,195000 E + 05

ENTRADA DEL ANCLAJE EN M = -.0070

LA PERDIDA POR RELAJACION ES DE LA FORMA

A*(TI/RG-B)**G*TI

A = 0,200 B = 0,5000 G = 1,0 RG = 173,5000

MODULO INSTANTANEO DEL HORMIGON = 415000

VALOR DE LA RETRACCION = -.000037 P

RESULTADOS IMPRESOS

SB = TENSION DEL HORMIGON AL NIVEL DEL CABLE

TO = TENSION INICIAL DESPUES DEL ROCE

T1 = TENSION DESPUES DE LA ENTRADA DEL ANCLAJE (CUÑAS)

T2 = TENSION INICIAL DESPUES DEL ACORTAMIENTO

ESTE VALOR ESTA LIMITADO A 0,7 RG

T3 = TENSION DESPUES DE LA RELAJACION

T4 = TENSION FINAL DESPUES DE LA RETRACCION Y FLUENCIA (ORESP)

RG = RESISTENCIA GARANTIZADA

LG.PA = LARGOS PARCIALES

LG.TOT = LARGOS TOTALES

TETA 1 = DESVIACION ANGULAR EN HORIZONTAL

TETA 2 = DESVIACION ANGULAR EN VERTICAL

ANG TOT= $\sqrt{(\text{TETA 1})^2 + (\text{TETA 2})^2}$

FIG.4c Planilla de calculo

NUMERO DEL CABLE H. 44

TENSION EN EL ANCLAJE EN KG/MM2 = 0,1367 E + 03

NO	LG. PA.	LG. TOT	TETA1	TETA2	ANG.TOT	TENSION
1	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	136.7
2	7.08	7.08	0.0000	0.0000	0.0000	136.2
3	4.39	6.47	0.0000	0.0000	0.0000	135.3
4	1.92	8.39	5.3800	0.0000	5.3200	132.9
5	3.02	11.41	8.2900	17.4600	20.2858	127.0
6	3.02	14.43	8.2900	17.4600	35.2516	121.4
7	6.98	21.41	19.2900	0.0000	54.5416	113.9
8	3.02	24.43	8.2900	17.4600	69.5075	108.8
9	3.02	27.45	8.2900	17.4600	84.4733	103.9
10	18.18	45.63	50.2600	0.0000	134.7333	88.1
11	2.33	47.96	6.5866	10.5468	147.0630	84.8
12	0.70	48.66	1.9034	3.1832	150.5577	85.8
13	3.19	51.85	8.2900	13.5900	166.4546	90.0
14	2.02	53.87	5.5300	12.8400	180.6368	93.8
15	2.02	55.89	5.5300	12.8400	194.6970	97.8
16	3.19	59.08	8.3008	13.5900	210.5412	102.6
17	3.03	62.11	8.2900	13.6900	226.5455	107.7
18	9.70	71.81	26.8300	0.0000	253.3755	117.7
19	3.01	74.82	8.3000	7.6400	264.6565	128.0
20	3.01	77.83	8.2900	7.6400	275.9301	126.4
21	7.47	85.30	20.6400	0.0000	296.5701	135.3
22	4.39	89.69	0.0000	0.0000	296.5701	136.2
23	2.08	91.77	0.0000	0.0000	296.5701	136.7

	SB	TO	T1	T2	T3	T4
1	110.9	136.7	119.8	117.2	113.4	105.7
2	110.9	136.2	120.2	117.6	113.8	104.1
3	110.9	135.3	121.0	118.4	114.5	104.8
4	110.9	132.9	123.2	120.5	116.3	106.6
5	110.9	127.0	127.0	124.4	119.4	109.7
6	110.9	121.4	121.4	118.7	114.0	105.1
7	110.9	113.9	113.9	111.3	108.5	98.8
8	110.9	108.8	108.8	106.2	104.1	94.4
9	110.9	103.9	103.9	101.3	99.9	90.8
10	110.9	88.1	88.1	85.4	85.5	79.7
11	110.9	84.8	84.8	82.2	82.2	78.5
12	110.9	85.8	85.8	83.2	83.2	79.5
13	110.9	90.0	90.0	87.4	87.4	77.7
14	110.9	93.8	93.8	91.2	91.0	81.3
15	110.9	97.8	97.8	95.2	94.5	84.8
16	110.9	102.6	102.6	100.0	98.8	89.1
17	110.9	107.7	107.7	105.1	105.2	93.5
18	110.9	117.7	117.7	115.1	111.7	102.0
19	110.9	122.0	122.0	119.4	115.3	105.6
20	110.9	126.4	126.4	123.8	116.9	109.2
21	110.9	135.3	131.7	119.1	115.0	105.3
22	110.9	136.2	120.8	116.2	114.3	104.6
23	110.9	136.7	120.4	117.8	114.0	104.3

EL CABLE 44 SE TENSA POR LOS 2 EXTREMOS

ALARGAMIENTO IZQUIERDA 273,12 MM DERECHA 258,52 MM

TOTAL 531,64 MM

LONGITUD DE ENTRADA DEL ANCLAJE, L. ORIGEN = 10,92 M

EXTREMO OPUESTO = 12,29 M

Fig. 4. Cálculo de las tensiones y alargamientos del tendón H-44.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

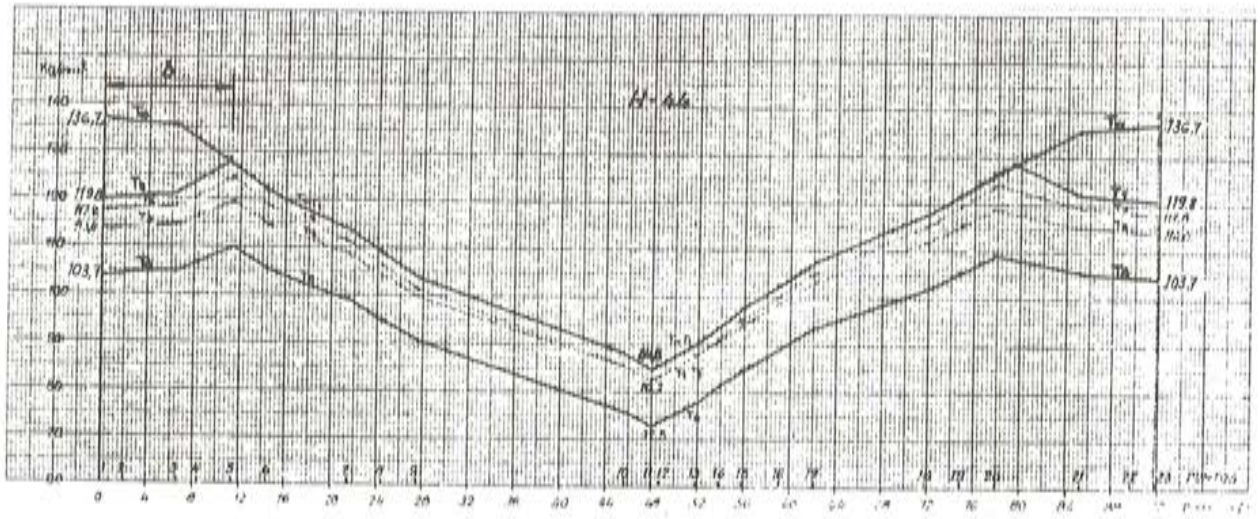


Fig. 4 d. Gráfico tensiones-longitud del cable H-44 según el cálculo de la Fig. 4.

Equipos Auxiliares
Equipos de Ayuda, ajenos

A pesar de la cantidad de equipo, no es autosuficiente para operar y necesita ayuda de equipo de otras empresas.

Todo el equipo en general, excepto el directo de tesado, ha sido diseñado exclusivamente para esta obra en particular.

Se hicieron varios ensayos en obras y en laboratorios para verificar su eficiencia.

4.1 Análisis de los condicionantes y ensayos realizados

Enfilado: Se realizaron varios tipos de ensayos.

1. Enfilar tirando tres haces distintos, dos de 12 cordones y uno de 13. La operación necesitaba mucho espacio detrás del anclaje, que en obra no se disponia. Este ensayo se realizó en un puente de la autopista Marsella-Niza.
2. Ensayo de enfilado de cordón en cordón y empujando. Este ensayo se hizo colocando las vainas, siguiendo la trayectoria de un tendón horizontal (el de más curvaturas), colocadas en un sistema de andamios y escala natural.

   Con este ensayo se vió la posibilidad de este tipo de enfilado ya que era fácil y necesitaba poco espacio.
3. Enfilado cordón a cordón en un puente en Madrid, el cual dió un resultado satisfactorio.
4. Ensayo en obra de un sistema de aceitado del cordón para la protección temporal.

Tesado: Calibrado de los gatos con sus bombas y manómetros en un banco de prueba de la obra.

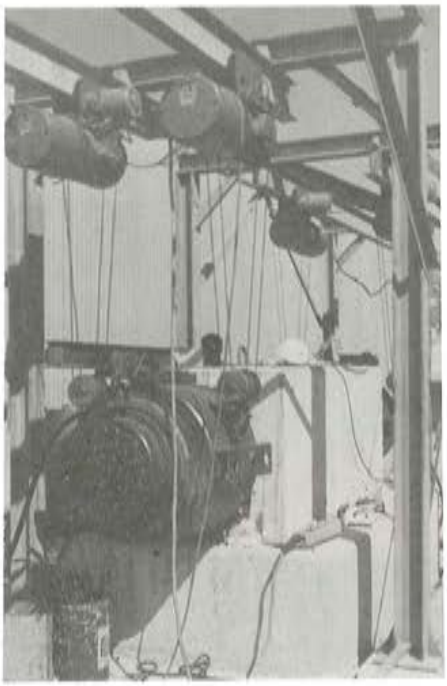
Engrasado: Se probó el sistema de calentamiento de la grasa en circuito cerrado, y estudio de las pérdidas de calor en la conducción.

Condiciones de bombeo para temperaturas y presiones previstas.

Equipo Auxiliar: Sistema de elevación de las plataformas y rodadura de los pórticos móviles.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Fotografía 5. Vista general del banco de prueba.



Fotografía 6. Gato colocado en el banco de prueba para su calibración.

4.2 Descripción Equipos

4.2.1 Equipo de Enfilado

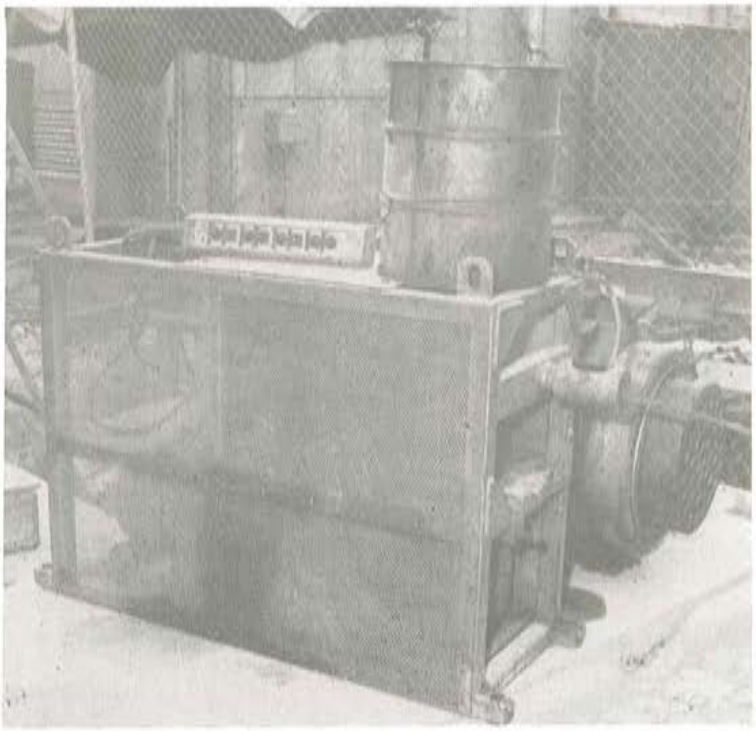
El equipo de enfilado se compone de lo siguiente:

3 enfiladores con dispositivo de aceitado de protección, con dispositivo de tres marchas y freno.

Dos marchas hacia adelante de 0,5 m/seg y 1 m/seg y marcha atrás.
12 portabobinas tipo jaula.
150 caperuzas de enfilado.
3 cortadores de disco.
6 eslingas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

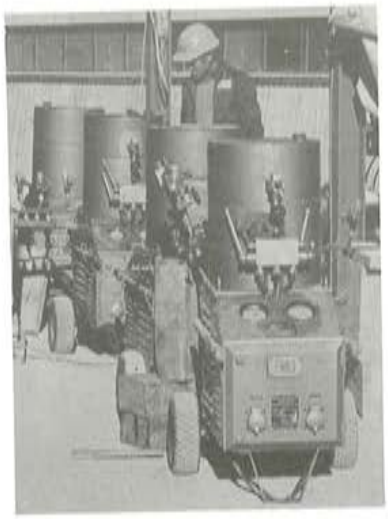
Fotografía 7. Parte posterior de la enfiladora.



Fotografía 8. Perfil de la enfiladora en la que puede verse la parte delantera, con el sistema de aceitado del cordón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Fotografía 9. Enfiladora de Frente.



Fotografía 10. Las 4 bombas P.S. de Tesado.

4.2.2 Equipo de Tesado

El equipo de Tesado se compone de:
4 gatos Monogrupo K–1.000
4 Bombas P. 5 de Tesado.
1 Gato unifilar (monostrand)
12 Polipastos de 1 Tm.
2 Polipastos de 3 Tm
37 cuñas especiales del gato.
37 manguitos de caucho.
Herramientas de mano.

Las características generales del gato son las siguientes:

- Sección de Tensión: 1.431 cm^2
- Presión de uso: 625 bares.
- Fuerza a 625 bares: 895 KdaN 9,3 T.
- Sección de retorno: 724 cm^2
- Peso: 1.450 Kgrs.

Con los repuestos más esenciales.

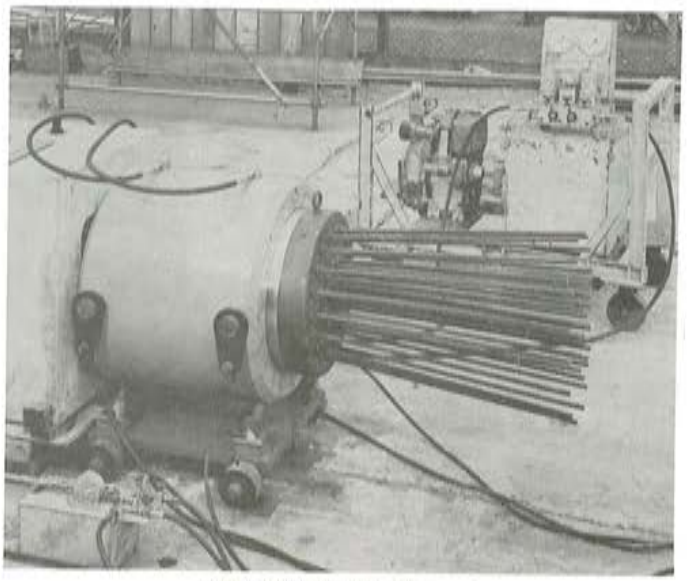
4.2.3 Equipo de Inyección de Grasa

El equipo de inyección se compone de:

2 depósitos para la grasa de 30.000 l.
2 bombas de Inyección.
2 equipos calentadores.

- Tubos y Válvulas de paso, de bifurcación y de seguridad.
- Mangueras y acoplamientos, todos aislados.
- 2 Pistolas de Inyección.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026



CONJUNTO 37T15

SISTEMA FREYSSINET

CARACTERISTICAS

GATO		ANCLAJE
Sección de tensión	1431 cm^2	Esfuerzo de rotura nominal 940 kda N.
Presión de uso	625 bares	
Fuerza a 625 bares	895 kda N.	
Sección de retorno	724 cm^2	
Presión máx. de retorno	400 bares	Fuerza máxima bajo el anclaje durante la puesta en tensión 770 kda N.
Peso	1450 kg	

SECCION NOMINAL DE CABLE 37x146,4x546,3 mm^2

Fotografía 9a. Gato Freyssinet. Monogrupo KP-1000 y sus características generales.

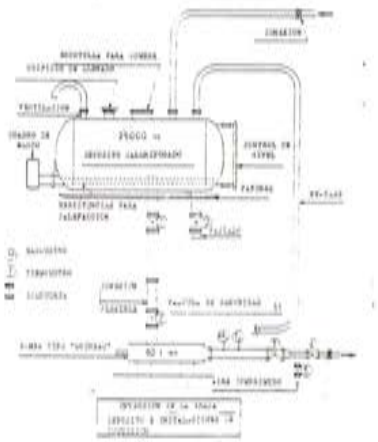


Fig. 5

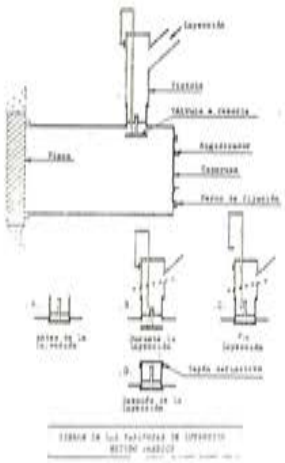
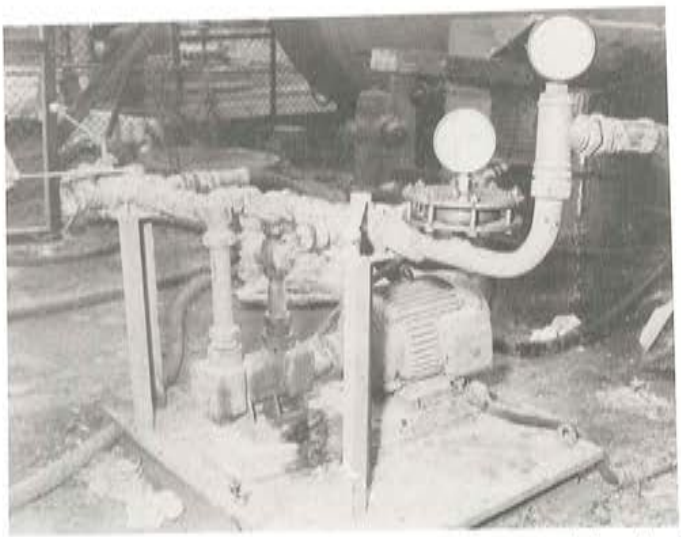


Fig. 6

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Fotografía 11. Llenado de grasa de uno de los 2 depósitos de grasas.



Fotografía 12. Puesto de operación de la inyección al lado de los depósitos.

4.2.4 Equipos Auxiliares

Los equipos principales auxiliares son:

6 plataformas de trabajo (2 por contrafuerte) (unidad principal de trabajo) suspendidas de los pórticos mediante cables integrados en 6 sistemas elevadores hidraúlicos por plataforma (TIRFOR TH. 16) provistos de aparatos de seguridad (STOP-FORCE), con una velocidad de desplazamiento de elevación de 1 m/seg, y de descenso de 1,3 m/mín. Se accionan por 2 grupos hidraúlicos desde la misma plataforma.

Cada plataforma tiene un sistema elevador propio, formado por 2 polipastos de 1.000 Kgrs. cada uno, para la colocación de los bloques de anclaje, gato, bloque de gato, caperuzas, etc.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

6 Pórticos de suspensión de las plataformas de trabajo.

Las 6 plataformas de trabajo se suspenderán de 6 pórticos situados sobre los carriles de la cúpula.

De estos 6 pórticos, 2 serán móviles, accionados por motoreductores OHS que los trasladan por los carriles de la cúpula, con objeto de:

- Enfilar y tesar los tendones verticales.
- Suspender de ellos 2 plataformas para enfilado, tesado e inyección de los tendones de cúpula.

Para enfilado, tesado e inyección de los tendones horizontales, los dos pórticos móviles actuarán como fijos, situándolos en un contrafuerte, sin desplazarse y utilizándose únicamente para suspender de ellos dos plataformas de trabajo.

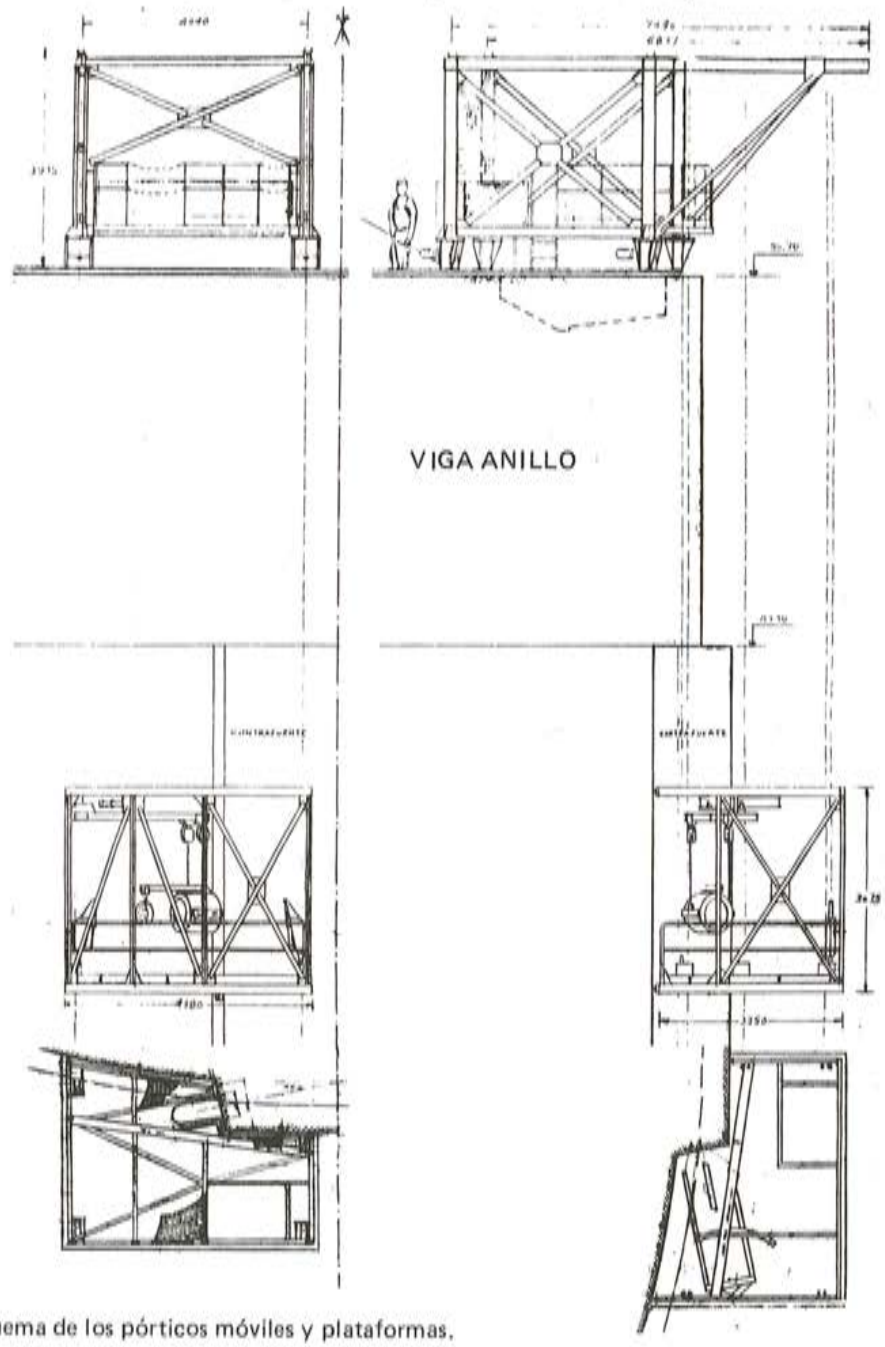
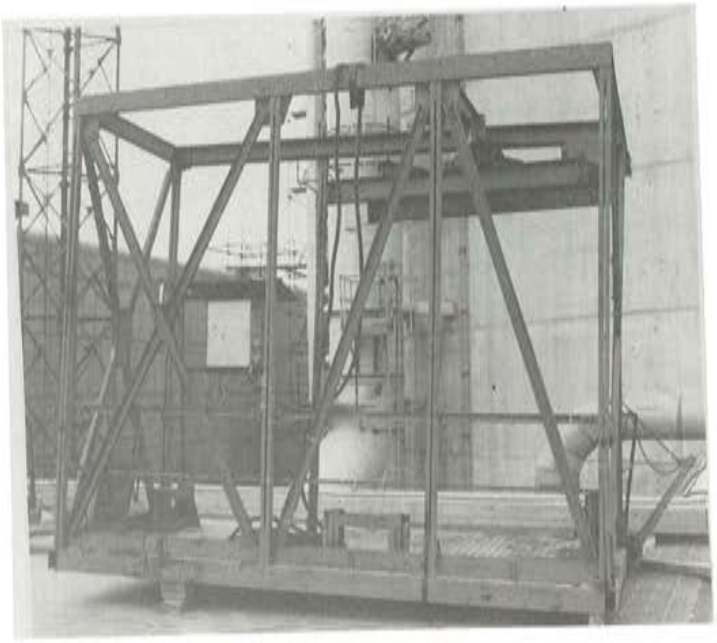


Fig. 7. Esquema de los pórticos móviles y plataformas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

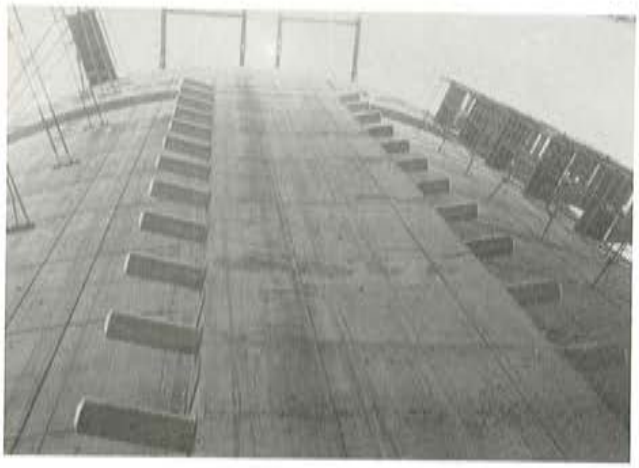


Fotografía 13. Plataformas.

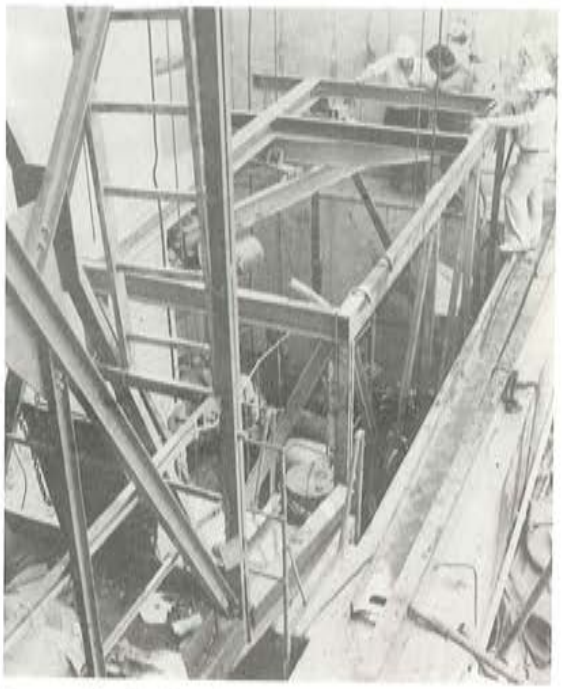
Fotografía 14. Pórticos móviles sobre la viga anillo del contenedor.

Fotografía 15. Pórticos móviles.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026



Fotografía 16. Pórticos fijos.



Fotografía 17. Plataforma operando dentro de un pozo al lado del contrafuerte.

Fotografía 18. Pórtico fijo en un contrafuerte.

Los 4 pórticos restantes serán fijos y se situarán sobre los carriles de la cúpula, en los dos contrafuertes restantes con objeto de:

– Enfilar, tesar e inyectar los tendones horizontales.

Para el enfilado, tesado e inyección de los tendones horizontales y de cúpula, las plataformas de trabajo se suspenderán de los pórticos mediante 6 cables de elevación y 3 de seguridad. (Fig. 9).

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Sistema de elevación de los gatos K-1.000

Para tendones horizontales los gatos K-1.000 se suspenden de los polipastos eléctricos de 1.000 Kg., que se desplazan por una viga carril giratoria. Esta viga carril gira alrededor de un punto, con ayuda de tracteles, para ocupar dos posiciones: la posición de trabajo del gato para tesado de los tendones y la posición de transporte en la cual el gato se situa sobre el suelo de la plataforma, en el C.G. y la plataforma puede ascender o descender. (Fig. 8).

Para los tendones de cúpula, el gato K-1.000 se suspende de un cable y un polipasto de 3.000 Kg., situado en el pórtico móvil emplazado sobre los carriles de la cúpula. En el extremo inferior del cable de suspensión, se situa un tractel que permite levantar el gato de manera que se obtenga el ángulo vertical necesario en cada tendón, para que el gato tenga la misma inclinación que el tendón.

El bloque de anclaje y la placa de anclaje del gato, se colocan con la ayuda de un dispositivo especial que aproxima el bloque y la placa a su posición de trabajo, mediante un tractel.

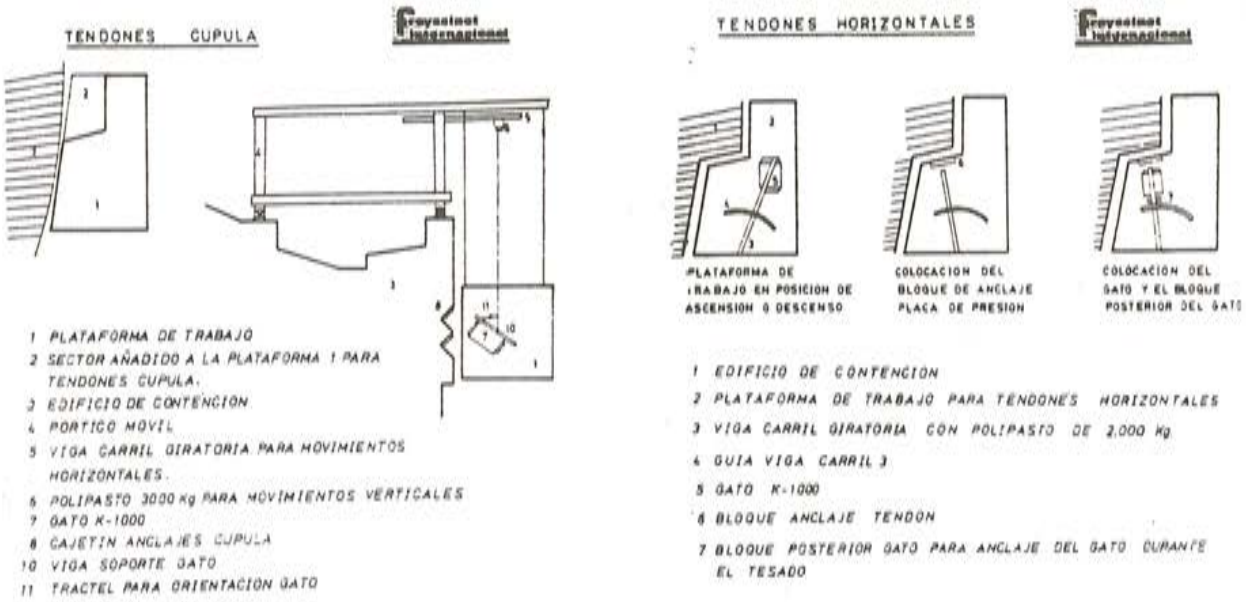


Fig. 8. Esquema de los sistemas de sujección y elevación de los gatos.

Para los tendones de cúpula, el gato K-1.000 se suspende de un polipasto de 3.000 Kg., situado en el pórtico móvil. (Fig. 9).

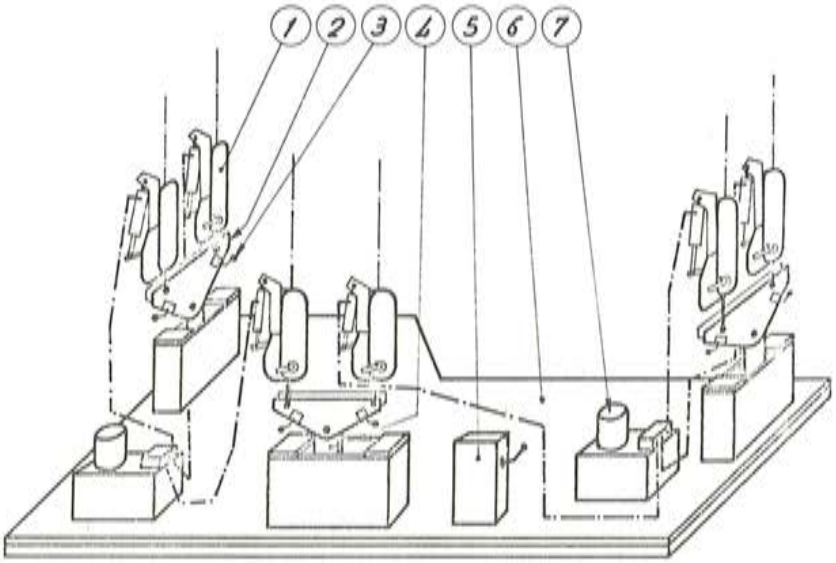
Sistema de Seguridad en las plataformas

En cada plataforma se dispondrán 3 elementos de seguridad STOP-FOR, uno por cada dos tracteles hidraulicos. TR 16.

Estos elementos poseen un sistema de blocaje que actua cuando la plataforma no está horizontal.

La posición de la plataforma se puede corregir, actuando los tracteles por separado hasta conseguir de nuevo la posición horizontal. Una vez conseguida esta, los tracteles actuarán de nuevo trabajando al unísono.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026



(1) Aparato TU-16H con cilindro VA 2 incorporado.
(2) Balancín.
(3) Microruptor.
(4) Bloostop.
(5) Armario eléctrico.
(6) Plataforma.
(7) Grupo hidráulico Standard.

Fig. 9. Esquema del sistema de mando y seguridad de las plataformas.

4.3 Análisis Crítico

El principal problema de estos equipos salvo los gatos y bomba es que son únicos y que difícilmente podrán ser utilizados en otro trabajo, salvo que fuera idéntico.

El coste es grande y por la razón anterior el equipo tiene que ser amortizado en obra.

5. REALIZACION DE LAS ACTIVIDADES

Las actividades que se describirán corresponden a las tres operaciones principales del pretensado:

Enfilado, Tensado e Inyección de grasa.

5.1 Descripción General de las Operaciones

En esta comunicación procuraré que a través de fotografías vean el desarrollo del trabajo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

5.1.1 Operación de enfilado

Método

Se utilizará el sistema de enfilado cordón a cordón, consistente en la introducción de cordones en las vainas, uno a uno, empujados por una máquina enfiladora, de tres velocidades: *una lenta de 0,50 m/seg., una rápida de 1 m/seg., y otra de marcha atrás.*

Se seguirán las siguientes reglas para el uso de bobinas de cordones:

- Dos o más bobinas del mismo lote de fabricación pueden ser mezcladas.
- Si dos o más bobinas de dos lotes distintos son mezcladas, las características respectivas de cada bobina no diferirán más del 5 por 100.

Enfilado de los cordones

Generalidades

Habrá tres equipos dedicados a la operación de enfilado, que se denominarán equipo A, B y C.

Tendones horizontales y de cúpula:

El equipo A estará en la primera plataforma de trabajo con la máquina enfiladora, el equipo B estará en la plataforma de trabajo opuesta.

Tendones Verticales:

El Equipo A estará en el extremo superior del tendón, *el equipo B* en el extremo inferior del tendón, en la galería de tendones.

Equipo C:

El Equipo C estará sobre el piso *(cota 50 ap.)* para los tendones horizontales superiores, tendones de cúpula y tendones verticales.

Los equipos estarán en comunicación entre ellos durante la operación de enfilado.

El equipo A tendrá el control de la máquina enfiladora.

El equipo B recibirá los cordones a su llegada al extremo de la vaina opuesta al de enfilado y tendrá la posibilidad de parar la máquina enfiladora.

El Jefe de la operación de enfilado estará con el equipo A

La comunicación entre los equipos será mantenida de forma contínua.

El equipo a utilizar en esta operación por cada equipo es:

Equipo A: Máquina enfiladora, Herramientas de Mano, Máquina cortadora eléctrica.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Equipo B: Mando de paro de máquina enfiladora, Herramientas de mano.

Equipo C: Eslingas para transporte bobinas.

Las bobinas serán colocadas en el interior de containers que en adelante denominaremos "desbobinadoras".

Las desbobinadoras están colocadas en las bocas de pozos de acceso a galería de tendones o sobre la cúpula.

La máquina enfiladora consiste en un tren de rodillos accionados por un motor, que estiran el cordón de una bobina colocada en la desbobinadora, de manera que la bobina se va desenrrollando desde su interior hacia el exterior de la misma. Al mismo tiempo que el cordón es estirado y extraido de la bobina, el mismo tren de rodillos lo introduce en el interior de la vaina.

Enfilado de los cordones en tendones Horizontales y de Cúpula.

El equipo A empujará el cordón hacia la máquina enfiladora y colocará la caperuza de enfilado (bala) en el extremo del cordón.

Y empezará a enfilar el cordón en el interior de la vaina, a gran velocidad.

El equipo B esperará la llegada del cordón e informará de su proximidad al equipo A, una vez haya transcurrido el tiempo fijado según la experiencia obtenida en el enfilado de los primeros tendones, quienes pasarán a enfilar a baja velocidad. Cuando el equipo B observe que la longitud de tesado es aproximadamente la correcta, (1,10 m) parará la máquina enfiladora e indicará al equipo A si el cordón debe ser empujado hacia delante o hacia atras para conseguir la longitud de tesado deseada.

El equipo A empezará de nuevo a baja velocidad y cuando la longitud de tesado sea correcta, el equipo B parará la máquina enfiladora, dejando la longitud de tesado necesaria.

El equipo B extraerá del cordón la caperuza de enfilado (bala) y el equipo A cortará el cordón con la máquina tronzadora, dejando la longitud de tesado necesaria.

Las operaciones anteriores serán repetidas hasta completar el enfilado del tendón completo.

Enfilado de cordones en tendones verticales.

Los cordones serán enfilados desde el extremo superior, a través de un dispositivo especial, que los guía hasta el bloque de anclaje y los retiene durante la operación de enfilado.

Cuando el cordón está próximo al extremo inferior la máquina enfiladora pasa de velocidad rápida a velocidad lenta. Cuando el cordón aparece por el extremo inferior, la máquina enfiladora es parada por el operario situado en la galería de tendones, equipo B, de manera que la longitud que sobresalga del anclaje sea la correcta (200 mm. máximo). El cordón es fijado en el bloque mediante su cuña de anclaje y cortado. A continuación se enfila otro cordón.

Cuando los 37 cordones han sido enfilados, el dispositivo especial de enfilado es retirado. El bloque del extremo inferior (en la galería de tendones), es colocado con sus cuñas corespondientes.

Generalidades

A medida que se enfilen los cordones, se les irá aplicando una película delgada de aceite soluble, para protegerlos de la corrosión en el tiempo que transcurra entre el enfilado y la inyección. Esta aplicación de aceite soluble, se efectuará en un dispositivo especial, aplicador que se situará a la salida de la máquina enfiladora.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Para proteger al tendón vertical ya enfilado, de humendades, choques en el extremo, etc., se colocarán las caperuzas de retención del material de relleno.

Entre enfilado y tesado de un tendón, considerando la protección de material de relleno aplicada, no podrán transcurrir más de 60 días.

Si se sobrepasaran los 60 días (caso que ha ocurrido con cierta frecuencia) se debe hacer una revisión técnica de los cordones, por un procedimiento estadístico, que fija el número de cordones a desenfilar y revisar.

Durante la operación del enfilado se mide el largo del tendón que se entrega a Ingeniería para el cálculo de los alargamientos y tensiones.

La secuencia de enfilado está condicionada por:

la Secuencia de Tesado

el Movimiento de equipo

y la Exigencia y Contingencias de la obra, por lo que es posible que se sobrepasen los 60 días.

5.1.2 Operación de Tesado

Antes de iniciar esta operación se calibran los gatos en el banco de prueba existente en Obra.

Las operaciones preliminares a realizar son las siguientes para cada familia en particular:

– Tendones horizontales y de cúpula:
(Fot. 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25) (Fot. 26, 27, 28, 29, 30).

Los tendones horizontales y de cúpula serán tesados por ambos extremos y todas las operaciones descritas en los siguientes párrafos serán efectuadas en cada uno de los anclajes del tendón.

Se colocará el bloque de anclaje con ayuda del polipasto de la plataforma de trabajo introduciendo los cordones por los agujeros cónicos. Para facilitar esta operación se utilizarán los tubos de enfilado. El bloque de anclaje se introduce hasta su posición y los tubos son retirados.

Asegurarse de que el bloque ha sido correctamente asentado sobre la placa de apoyo, no permitiendo la entrada entre bloque y placa de una galga de 1 mm.

Introducción de la cuña de anclaje de tres piezas, en cada agujero cónico del bloque de anclaje y a través de cada cordón.

Empujar las cuñas hasta su posición con un tubo.

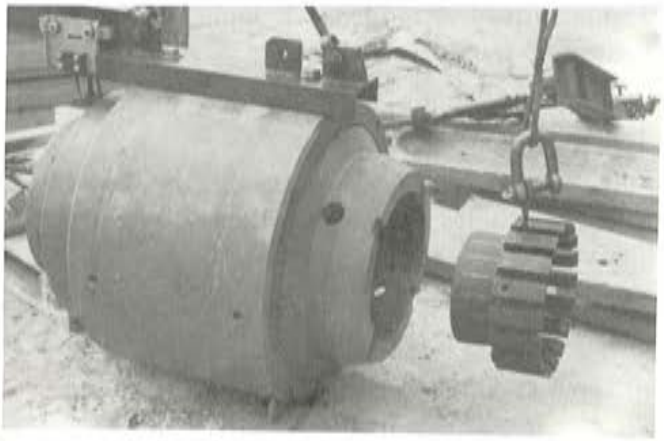
Introducir un manguito de caucho en cada cordón.

Colocar las placas de presión, enfilando los cordones a través de ella (usar los tubos de enfilado si es necesario), y empujar la placa hasta apoyarse sobre los manguitos de caucho.

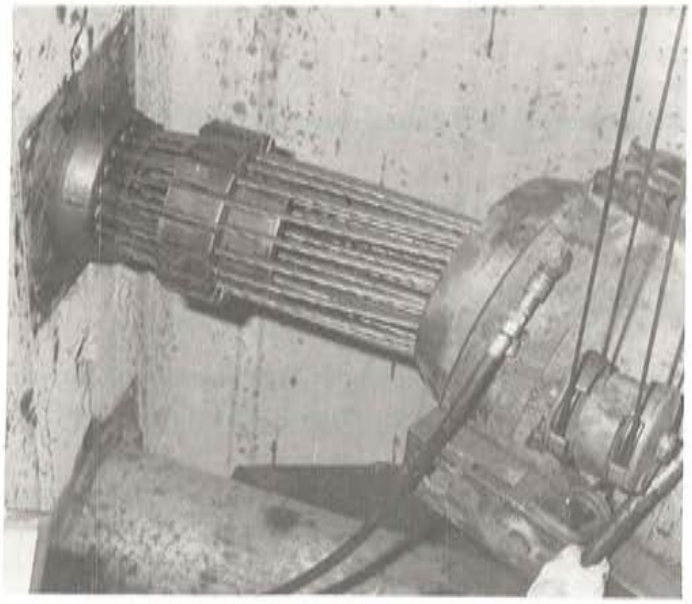
Bloquear la placa de presión contra los manguitos de plástico con el sistema diseñado para este fin.

Colocar el gato K 1000 enhebrando en el los cordones.

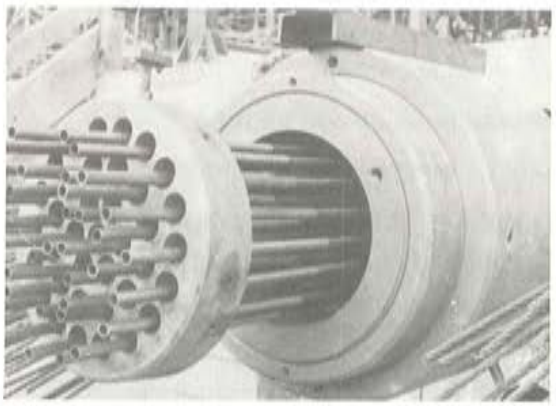
Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026



Fotografía 19. El gato y la araña de presión.

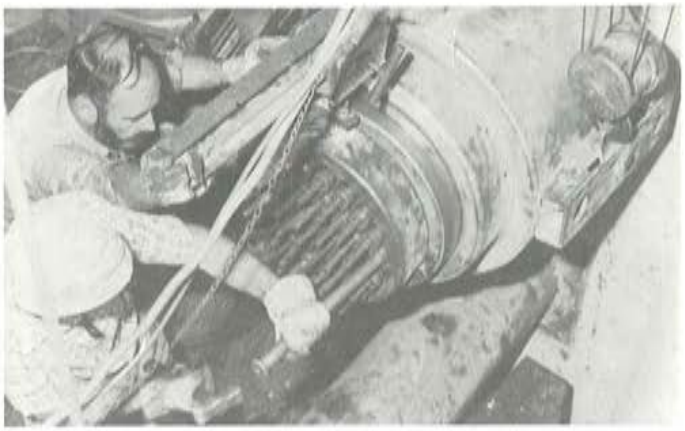


Fotografía 20. Colocación de la araña sobre las cuñas del bloque de anclaje e inicio de colocación del gato.

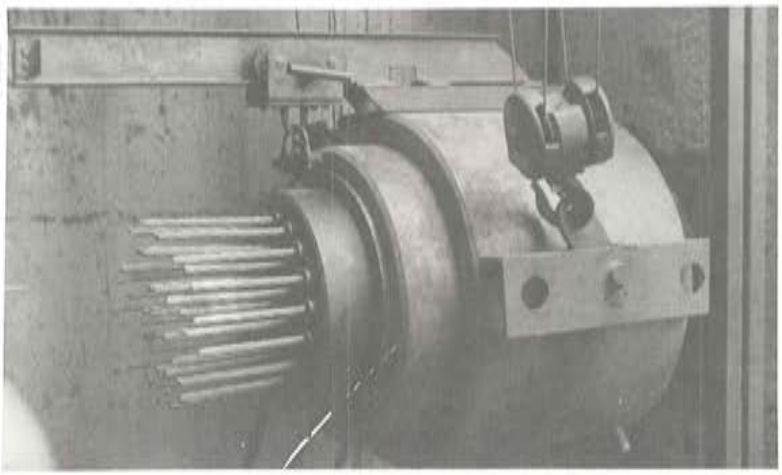


Fotografía 21. Colocación de la placa de anclaje del gato.

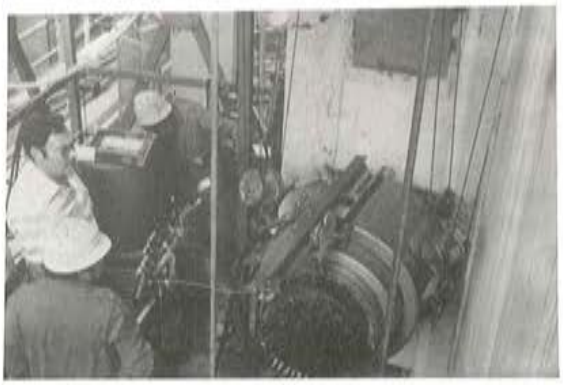
Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026



Fotografía 22. Apretando las cuñas de anclaje en el gato.

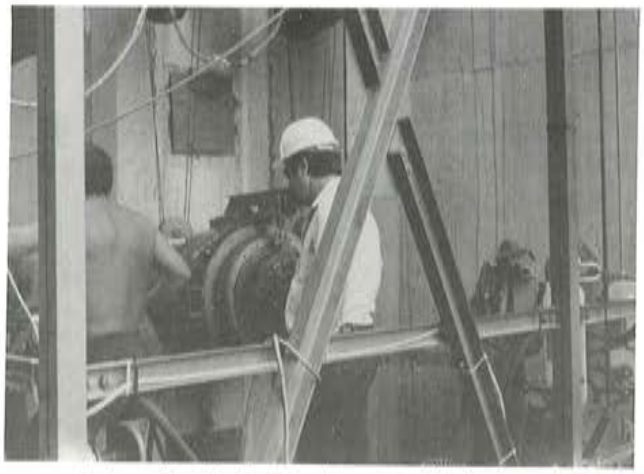


Fotografía 23. Gato colocado.

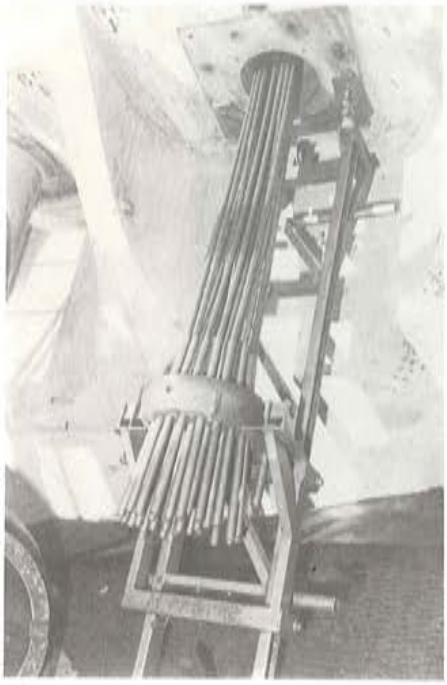


Fotografía 24. Tensando un tendón horizontal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026



Fotografía 25. Tensando un tendón horizontal.



Fotografía 26. Colocación de un bloque anclaje en un tendón de la cúpula.

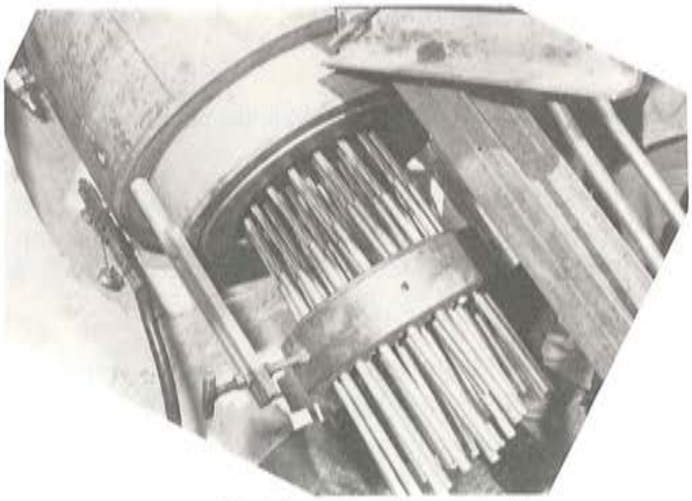
Fotografía 27. Inicio colocación de las cuñas de anclaje.

Para los tendones horizontales, el gato K 1000 se desplaza horizontalmente hacia el bloque de anclaje con la ayuda de la viga giratoria; verticalmente con la ayuda de un polipasto eléctrico.

Para los tendones de la cúpula, el gato K 1000 es girado verticalmente con el mecanismo colocado sobre la viga soporte del gato y horizontalmente con la viga carril giratoria, provista de un polipasto. Cuando el gato K 1000 se desplaza horizontal y verticalmente hacia el bloque de anclaje, lo hace con la ayuda del polipasto (movimientos verticales) y rodando por el carril (movimientos horizontales).

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Fotografía 28. Araña de presión colocada.

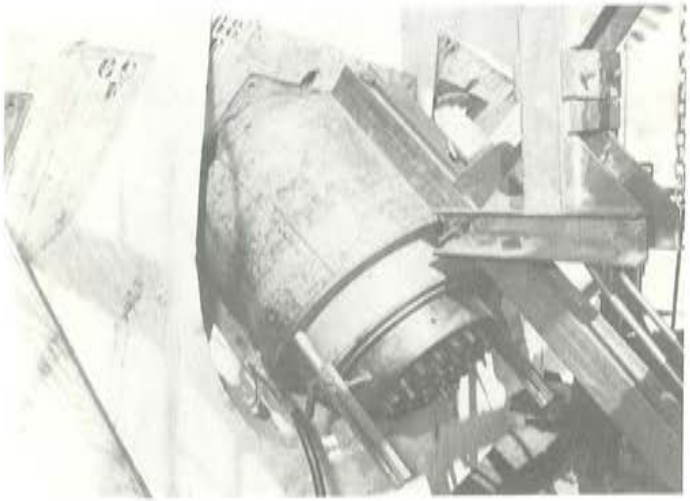


Fotografía 29. Colocación del anclaje del gato.

Empujar el bloque posterior y colocar el juego completo de cuñas de anclaje temporal del gato. Golpear sobre cada una de las cuñas con un tubo. Los agujeros cónicos del bloque posterior deberán ser ligeramente engrasados con una grasa de grafito para facilitar la extracción de las cuñas después del tesado.

Conectar al gato las mangueras de tesado y retorno.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026



Fotografía 30. El gato iniciando el tensado en un tendón de la cúpula.

Colocar las válvulas en la posición de tensión en el momento en que sea notificado por el Jefe de Equipo.

Para los tendones horizontales, el alargamiento requerido en cada extremo del tendón, es superior a la carrera del gato. El proceso a seguir en el tesado, en cada extremo del tendón, es el siguiente:

- parada a 180 bars
- bajar la presión y recoger émbolo bombeando aceite a través de la manguera de retorno.
- cuando el embolo del gato esté recogido empujar el bloque posterior hasta apoyar de nuevo sobre la parte posterior del gato y golpear las cuñas con un tubo hasta alojarlas de nuevo en los agujeros cónicos, e iniciar entonces el proceso de Tesado.
- Tesado de tendones verticales (Fot. 31, 32, 33)

  Los tendones verticales serán tesados, generalmente, por el extremo superior y el bloque de anclaje superior será colocado antes del tesado.

  Unicamente un operario permanecerá en la galería de tendones para medir la entrada de las cuñas; el Jefe de Equipo de tesado y un operario permanecerán en el extremo superior de los tendones verticales. La entrada de las cuñas se medirá tomando referencias sobre el cordón antes y después del tesado y efectuando lecturas a una referencia fija (la placa de apoyo). Por diferencia entre ambas lecturas se obtendrá la entrada de las cuñas que se anotará en la Tarjeta de Tesado.

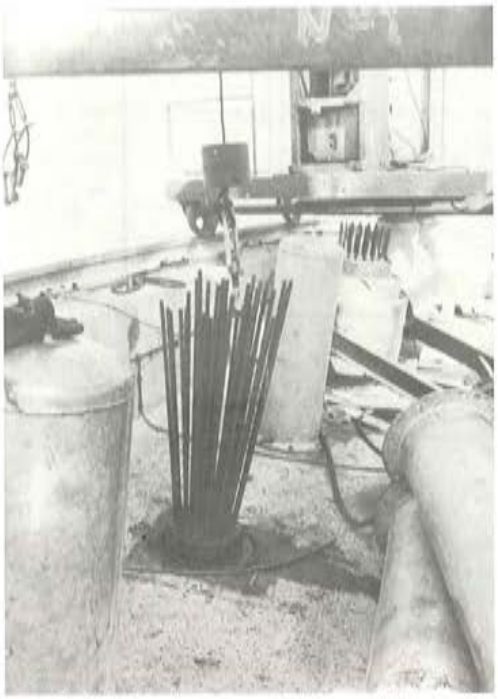
  Colocar el bloque de anclaje inferior con ayuda del equipo adecuado, enfilando los torones a través de los agujeros cónicos.

  Después, seguir la operación como en los tendones horizontales y de cúpula.

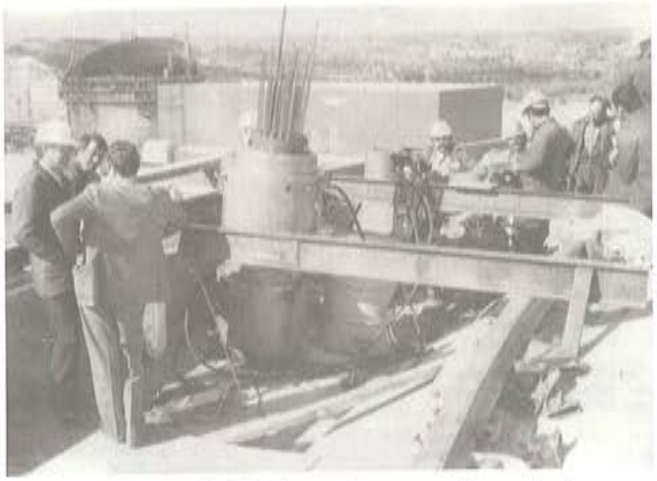
Para visualizar el proceso de Tesado es interesante seguir el análisis de la tarjeta de tesado del tendón H44, que se muestra en la Fig. 10.

Las hojas de tesado serán recogidas por el Inspector de Control de Calidad de Obra, quién se encargará de obtener el permiso de corte de los tendones del Ingeniero de DOA.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026



Fotografía 31. Tendones verticales en distintas fases.



Fotografía 32. Tensando un tendón vertical.

Cuando el permiso de corte haya sido dado por DOA al Director Residente del Proyecto o su representante de Obra, el tendón es cortado con máquina de corte por disco.

Sus longitudes de corte son las siguientes:

- Tendones verticales, extremo superior: 1.110 a 1.120 m.
- Tendones verticales, extremo inferior tesados por extremo superior: 190 a 195 m.
- Tendones verticales, ext. inf. tesados por ambos extremos: 960 a 970 m.
- Tendones horizontales, ambos extremos: 1.110 a 1.120 m.
- Tendones cúpula, ambos extremos: 960 a 970 m.

La fecha de corte debe ser anotada en la "Hoja de Datos del Tendón".

La caperuza de retención de grasa se coloca sobre el anclaje.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

REGISTRO DE LA OPERACION DE TENSADO

CENTRAL NUCLEAR de Asco

GRUPO I

HOJA DE TESADO — TENDON H H 44

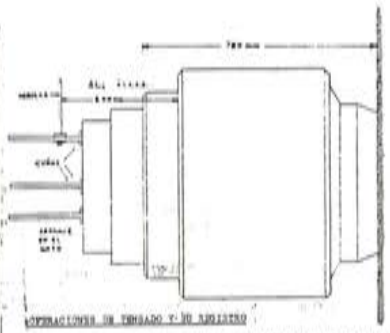
Central Inspector C.C.O.

Observaciones:

Inspector C.C.O.: V. Torre

Firmado

Fecha: 8/7/81



OPERACIONES DE TENSADO Y SU REGISTRO

1º SE INSTALA EL GATO, APRETANDO A MANO LO MAS FUERTEMENTE POSIBLE LAS CUÑAS QUE ANCLAN EL CORDON EN EL ANCLAJE TRASERO DEL GATO.

2º FIJO YA EL GATO, SE SUBE LA PRESION A 100 BARES, PARA ACOMODAR EL TABLE Y LAS CUÑAS DEL ANCLAJE, Y DESPUES SE BAJA A CERO.

3º SE TENSA DE NUEVO Y SE PARA A 200 BARES.

4º SE COLOCA SOBRE UN CORDON PERIFERICO UNA VARILLA FIJA A EL, Y A 200 MM DE LA CULATA FIJA DEL GATO. (SE ANOTA EN ③ ΔL_1 = 200 MM

5º SE SUBE HASTA 400 BARES Y SE MIDE LA DISTANCIA Δl_2, QUE SE REGISTRA EN ⑤

Δl_2 EN EL EXTREMO A = 118 MM.

Δl_2 EN EL EXTREMO B = 104 MM.

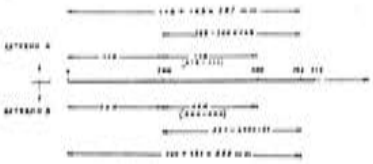
6º SE SUBE HASTA 0,95 P_y (P_y = 519) = 493 BARES Y SE MIDE LA DISTANCIA Δl_3 QUE SE REGISTRA EN ④

Δl_3 EN EL EXTREMO A = 169 MM.

Δl_3 EN EL EXTREMO B = 191 MM.

7º SE SUPONE QUE EL ALARGAMIENTO PRODUCIDO ENTRE 0 Y 200 BARES EN EL MISMO QUE ENTRE 200 y 400 BARES POR CONSIDERARSE QUE EN ESTE RANGO EL COMPORTAMIENTO ESTA EN EL REGIMEN ELASTICO (≈ 0,6 SUYS).

PODEMOS AHÍ ESTABLECER EL SIGUIENTE GRAFICO PARA VISUALIZAR LOS ALARGAMIENTO ENCONTRADOS.



SI SE SUMAN LOS ALARGAMIENTOS OBTENIDOS EN LOS DOS EXTREMOS PARA P 493 BARES SE TIENE:

EXTREMO A Δl_{493} = 287 MM.

EXTREMO B Δl_{493} = 255 MM.

ALARGAMIENTO TOTAL A 493 B. = 542 MM. QUE SE REGISTRA EN ⑤

8º SE COMPARA 542 MM (QUE ES EL ALARGAMIENTO A 0,95 P_y), CON LOS VALORES DE ALARGAMIENTOS TEORICOS REGISTRADOS EN CASILLERO 1. COMO ESTE VALOR ES ALGO MAS BAJO QUE EL ALARGAMIENTO TEORICO 1,0 . Δl_{tp} CALCULADO EN 546 MM, Y NO SE HA ALCANZADO LA PRESION TEORICA P_y, SE SIGUE TENSANDO CUIDADOSAMENTE PARA NO SOBREPASAR NINGUNO DE LOS VALORES LIMITES 1,05 P_y Y 1,05 Δl_{tp}

9º SE SUBE A 519 BARES (P_y) Y SE OBTIENEN LOS SIGUIENTES ALARGAMIENTOS Δl_4 REGISTRADOS QUE DAN LOS SIGUIENTES VALORES:

EXTREMO A ALARGAMIENTO ENTRE 400 y 519 BARES: 276 - 100 = 176 MM.

EXTREMO B ALARGAMIENTO ENTRE 400 Y 519 BARES: 264 - 100 = 164 MM.

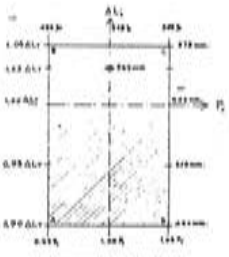
POR TANTO LOS ALARGAMIENTOS TOTALES EN CADA EXTREMO HASTA 519 BARES SON:

EXTREMO A 118 + 176 = 294 MM.

EXTREMO B 104 + 164 = 268 MM.

ALARGAMIENTO TOTAL A 519 BARES = 562 MM. QUE SE REGISTRA EN ⑦

ESTE ALARGAMIENTO SE CONSIDERA SATISFACTORIO YA QUE NO SE HA SOBREPASADO NINGUNO DE LOS VALORES LIMITES. EN EL GRAFICO A CONTINUACION PODEMOS VERLA LA REPRESENTACION DEL RECTANGULO DE VALIDEZ Y LOS VALORES ALCANZADOS DENTRO DE EL.

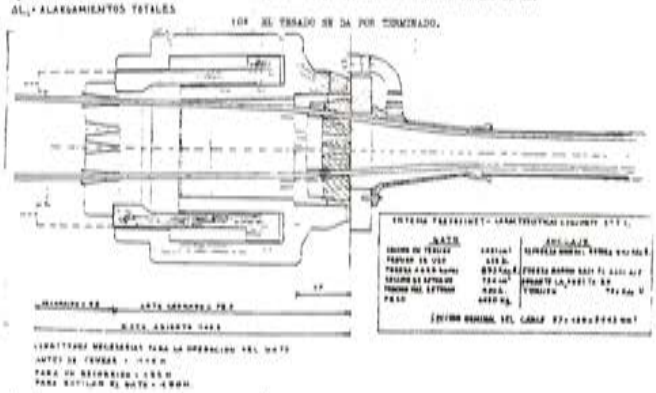


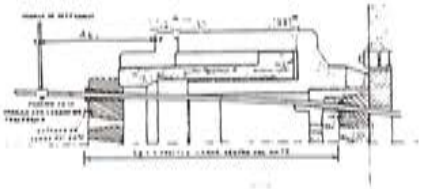
A B C D - RECTANGULO DE VALIDEZ

P_y - PRESIONES EN BARES

ΔL_i - ALARGAMIENTOS TOTALES

10º EL TENSADO SE DA POR TERMINADO.





NOMENCLATURA DE LAS VARIACIONES DE LONGITUD

Δl_1 = MEDICION ENTRE R y F A LOS 200 BARS (GENERALMENTE SE COLOCA A 200 MM.)

Δl_2 = MEDICION ENTRE R y F A LOS 100 BARS

Δl_3 = " " R F " " 0,95 DE P_y (BARS)

Δl_4 = " " R F " LA P_y (BARS)

Δl_5 = " " R F A UNA PRESION F 1,05 P_y SI NO SE HA ALCANZADO EL ALARGAMIENTO l_y

Δl_f = ALARGAMIENTO AL FINAL DEL TESADO

$$\Delta l_f = (\Delta l_4^* - \Delta l_1) + (\Delta l_2 - \Delta l_1)$$

Y Δ l_5 SI ES QUE SE HACE ESTA MEDIDA

Δl_{fp} = ALARGAMIENTO FINAL NETO EN EL CABLE, DESPUES DE BLOQUEAR LAS CUÑAS DEL ANCLAJE Y LLEVAR EL GATO A 0 DE PRESION.

Δl_e = ACORTAMIENTO DEL TROZO DE CABLE DENTRO DEL GATO AL BAJAR A 0 LA PRESION DEL GATO.

Δl_c = ENTRADA DE CUÑAS EN EL ANCLAJE

l_k = LONGITUD DEL CABLE DENTRO DEL GATO EN EL MOMENTO DE MAXIMA TENSION (SE APRECIA EN 1000 MM.)

11º AL TERMINAR EL TESADO, SE BLOQUEAN LAS CUÑAS DEL ANCLAJE DEL CABLE, Y SE BAJA LA PRESION DEL GATO A CERO BARS Y SE RECOGE EL PISTON, SE NOTA ENTONCES UN RETROCESO DE LA DISTANCIA ENTRE R Y F, PRODUCIDO POR LOS SIGUIENTES FENOMENOS:

1º ENTRADA DE CUÑAS EN EL ANCLAJE (Δl_c), PRODUCIDA POR LA TENSION EN EL CABLE DENTRO DEL ANCLAJE Y DEBIDO A QUE LA FUERZA DE BLOQUEO ES MENOR QUE ESTA TENSION;

2º ACORTAMIENTO DEL TROZO DE CABLE DENTRO DEL GATO AL CESAR LA TENSION A QUE ESTABA SOMETIDO.

SE MIDE ENTONCES LA DISTANCIA ENTRE R Y F (Δl_p)

EL VALOR DEL ACORTAMIENTO ACUMULADO EN CONJUNTO (1º + 2º) ES IGUAL $\Delta l_f = \Delta l_p$

EJEMPLO

EN EL CASO DEL TENDON H44 (CUYA FICHA ES LA QUE SE HA USADO EN ESTA DESCRIPCION), ESTA DIFERENCIA SE IGUALA A LA SUMA DE LAS DIFERENCIAS OBTENIDAS EN CADA EXTREMO Y REGISTRADAS EN (8) Y QUE SE IGUAL 12 + 10 = 22 MM.

EL ACORTAMIENTO DEL TROZO DE CABLE DENTRO DEL GATO (PUNTO 2º) SE CALCULA TEORICAMENTE:

$$\Delta l_e = \frac{P_y \cdot l_k}{E_a} = \frac{136{,}7 \times 1000}{19500} = 7 \text{ MM}$$

DE DONDE PODEMOS DEDUCIR LA ENTRADA DE CUÑAS EN CADA EXTREMO Y REGISTRADA EN b

$$\Delta l_{c_A} = 12 - 7 = 5 \text{ MM}$$

$$\Delta l_{c_B} = 10 - 7 = 3 \text{ MM}$$

Fig. 10. Registro de la operación de tensado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Fotografía 33. Tensando un tendón vertical.

La fecha de instalación y número de referencia de la caperuza de retención de grasa, deberá ser anotadas en la "Hoja de Datos del Tendón".

5.1.3 Operación Inyección de Grasa

La inyección de grasa en los tendones, tiene como objetivo principal, proporcionar una protección permanente del cable, permitiendo las operaciones de inspección de su estado, y la extracción y sustitución de algún tendón si fuere necesario.

Es un proceso no habitual en la práctica constructiva europea, y altamente delicado y complejo, debido a las altas presiones de inyección, a la alta temperatura y el largo recorrido tanto en altura como en horizontal.

Aproximadamente la primera mitad de los tendones horizontales se inyectaron de acuerdo a un procedimiento, usado en las centrales americanas, en la que se permitía la inyección de dos tendones con el mismo circuito y manteniendo dentro de los tendones una presión de 7 bares, después de cerrado el circuito, durante 3 minutos. (Fig. 11).

Este método se consideró que tenía muchos riesgos, ya que se observaron ciertas fugas, que podían entrañar peligro.

Después de diversos estudios y ensayos se cambió el procedimiento, haciendo la inyección por tendones individuales, a presión más baja a la entrada y salida del tendón y no manteniendola después del llenado, y controlando el volumen y el tiempo de inyección a fin de poder detectar a tiempo cualquier anomalía. (Fig. 12).

– *Inyección de los tendones horizontales y de la cúpula.*

Se efectuará con cuatro equipos de personas: A, B, C y D cuyas funciones principales son las siguientes:

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

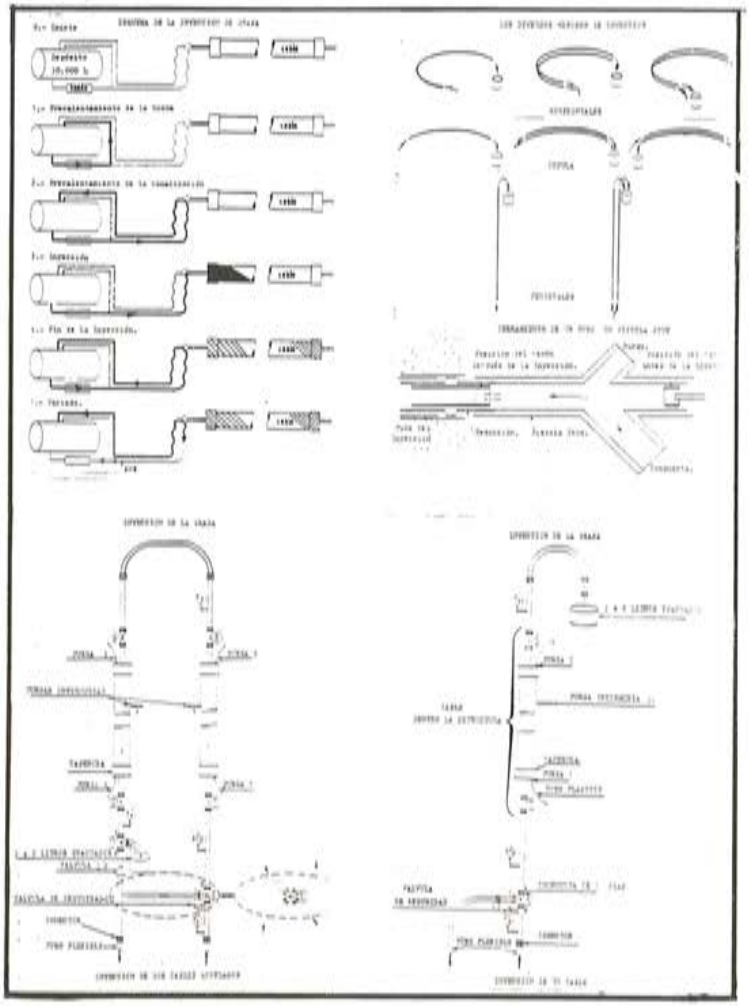


Fig. 11. Primer procedimiento de Inyección de la grasa.

El equipo A estará en el emplazamiento de los depósitos de grasa, a cargo de la planta de calentamiento y de la bomba; el equipo B sobre la primera plataforma de trabajo (entrada y salida de material de relleno). El equipo C en la plataforma opuesta y eventualmente el equipo D sobre las paredes del reactor o en la cúpula a cargo del cierre de las purgas de los tendones horizontales y de los tendones de cúpula.

El Jefe de Equipo de la operación de inyección se situará con el equipo B.

– *Inyección de los tendones verticales.*

Se efectuará con tres equipos: A, B y C.

El equipo A estará en el suelo a cargo de la planta de calentamiento y de la bomba, el equipo B en la galería y el equipo C en la parte superior del edificio de contención El Jefe de la inyección estará en el equipo B.

Los tendones verticales se inyectan introduciendo el material de relleno por el extremo inferior, en la galería de tendones y saliendo por el extremo superior, en la cúpula del edificio de contención.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

PROCEDIMIENTO FINAL DE INYECCION DE GRASA

INSTALACION DE ALMACENAMIENTO E INYECCION DE GRASA

Diámetro Depósitos : 2,5 m. Separación entre Depósitos : 4 m
Longitud Depósitos : 6,5 m. Superficie aproximada ocupada: 60 m^2

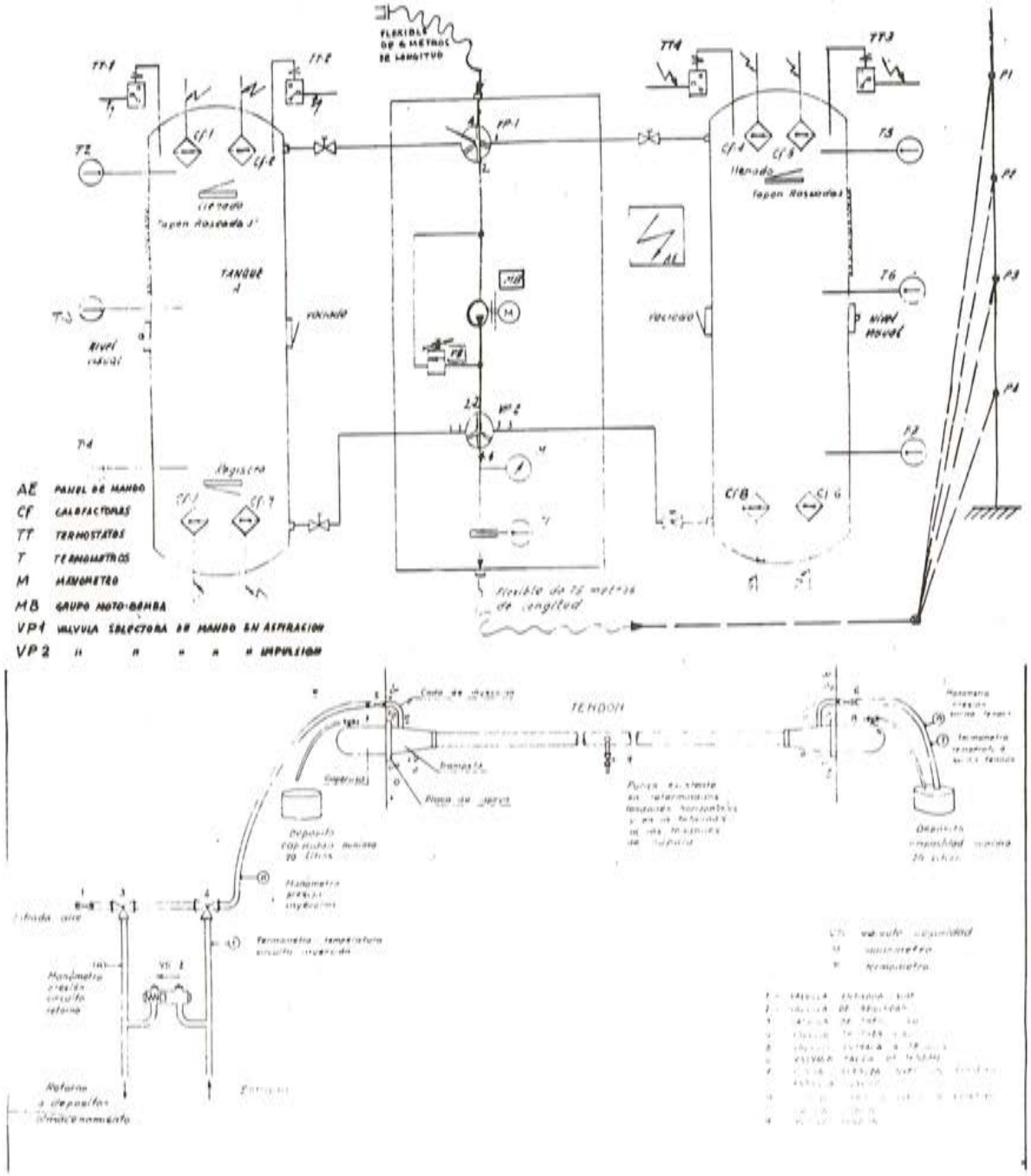
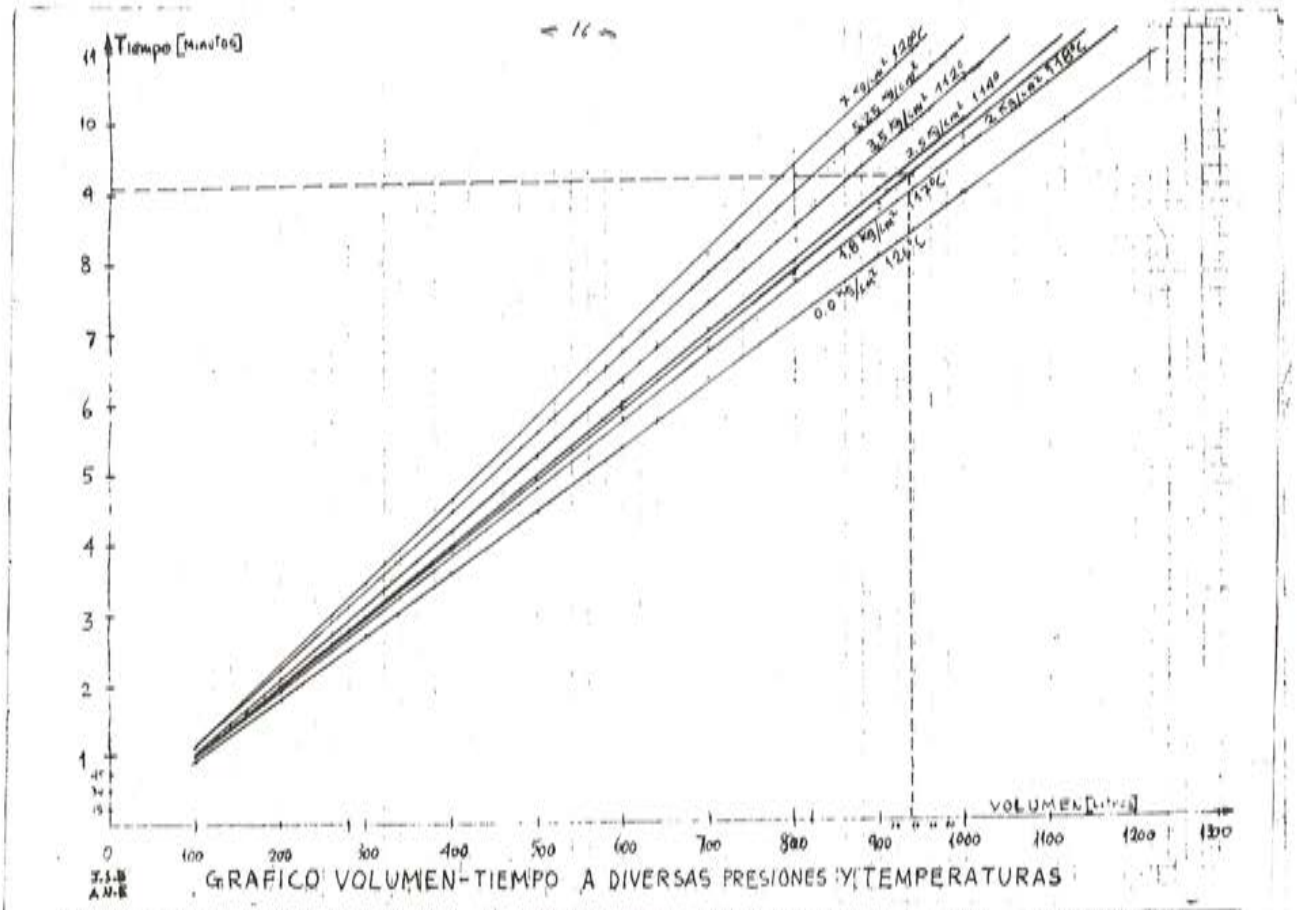


Fig. 12. Procedimiento final de inyección de grasa

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026



TENDON Nº H-40 CENTRAL NUCLEAR ASCO
GRUPO I
TARJETA DE INYECCION

LONGITUD 92'65	TIPO 27 T15	Extremo A 350°	Extremo B 210°
SITUACION DE PURGAS 133°20' —			

Volumen de Grasa previsto 937 litros

Tiempo de Inyección previsto ~9' Presión de Inyección prevista a la entrada 2 Kg/cm² a 100°

A CUMPLIMENTAR POR EL JEFE DEL EQUIPO DE INYECCION

OPERACIONES Nº	DESCRIPCION	HORAS	TEMPERATURAS To	T1	T2	T3	PRESIONES M1	M2	M3	OBSERVACIONES
1	Recirculando a depositos sin entrada a tendón.	15	11	108°	100		6	3		
2	Inicio Inyeccion.	16h05' 16h10'	12	100 116	96 98		3/5 3/5	0 0		
3	Salida grasa por extremo opuesto al de Inyeccion.	16h14'		110	104	45	3/5	0	0	
4	Salida grasa por extremo entrada de Inyeccion.	16h15'		110	107		3/5	0	—	

Volumen Aproximado de grasa medido en deposito
V_1 = 6800 litros
V_2 = 5800 "
= 1000 "

CONTROL INSPECTOR C.C.O.

Lote nº	Autorización
FQC 18 Control Temperatura deposito, T1	X
FQC 19 Control Temperatura entrada. T2	X
FQC 20 Control Temperatura salida, T3	X
To = Temperatura ambiente.	
Inspección de Hoja de Ensayo del tendón en Fábrica.	

FIRMAS VºBº AUTORIZACION INYECCION
Ing. Civil Obra — Obra Civil 1 — Jefe ... — J.A. Martínez — 14/2/80

Fig. 12 bis. Procedimiento final de inyección de grasa.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

5.2.1 Secuencia de Tesado

El tesado se iniciara después de que el hormigonado de la envolvente exterior del Contenedor esté totalmente terminada y el hormigón haya alcanzado ya la resistencia mínima a compresión $f'_c = 386$ Kg/cm². El tesado se realizará en 6 etapas y son posibles 3 secuencias diferentes.

Secuencia Normal:

1a Etapa. Tensión del 100 por 100 de los tendones verticales. La tensión se hará alternada y en dos direcciones. La tensión simultánea de dos tendones se hará espaciadamente a 180°.

2ª Etapa. Tensar el 50 por 100 de los anillos completos horizontales. Cada dos anillos lo forman 3 tendones de 240°. Alternarse en altura cada dos anillos.

3a Etapa. Tensar el 50 por 100 de los horizontales restantes hasta 6 m. por debajo del arranque de la cúpula.

4ª Etapa. Tensar el 50 por 100 de los tendones de la cúpula, según la secuencia siguiente:

1° Haz superior; uno si y uno no (14 tendones)

2° Haz intermedio; uno si y uno no (14 tendones)

3° Haz inferior; uno si y uno no (14 tendones)

5ª Etapa. Tensar el 50 por 100 de los tendones de la cúpula de acuerdo a la secuencia indicada en la 4ª etapa.

6ª Etapa. Tensar el resto de los anillos horizontales.

Pueden utilizarse opcionalmente dos variantes de la secuencia normal.

Opción a) Secuencia de etapas: 1ª; 2ª; 4ª; 3ª; 6ª.

Opción b) Secuencia de etapas: 1ª; 2ª; 4ª; 3ª; 5ª; 6ª.

Freyssinet adopta la opción b).

Debido a reparaciones que debían efectuarse en el muro y a fin de no retrasar de manera desmedida las actividades de postensado, se autorizó una secuencia diferente de las anteriores, tal como se indica a continuación:

Fase 1. Tesado del 50 por 100 de los tendones horizontales a partir del H-44 (El tendón H-44 se dejó para ensayos).

1. Secuencias generales de tesado

Fase 1. Tesado del 50 por 100 de los tendones horizontales, excepto los situados en la zona en la cual el "liner plate" debe ser reparado (tendones H21, H22).

Fase 2. Tesado del 50 por 100 de los tendones verticales, excepto los situados en las proximidades de la zona en la cual el "liner plate" debe ser reparado. (Números impares).

Fase 3. Tesado del 50 por 100 de los tendones de cúpula. (Números impares).

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Fase 4. Tesado de los tendones verticales situados en las próximidades de la zona a reparar del liner plate: Tendones impares que faltaban. Con esta fase se completa el 50 por 100 de los tendones verticales.

Fase 5. Tesado del 50 por 100 restante de los tendones verticales. (Números pares).

Fase 6. Tesado de los restantes tendones horizontales, no tesados, hasta la cota situada a 6 m por debajo de la línea de tangencia de la cúpula.

Fase 7. Tesado del 50 por 100 de los tendones restantes de los tendones de cúpula.

Fase 8. Tesado de los tendones horizontales situados entre la línea de tangencia y la cota situada a 6 m por debajo de ella.

Quedaron tres tendones horizontales el H 21 – H 37 y H 44 que se dejaron para realizar posteriormente el ensayo de "Lift-Off".

5.2.2 Manuales y Procedimientos de Operación de Obra

Todas las operaciones tienen que regirse y realizarse por Manuales y Procedimientos, previamente aprobados y autorizados por la Ingeniería y Garantía de Calidad.

Si la operación se desvia de la prevista, hay que formular una no conformidad, y no se podrá seguir en aquella operación hasta que esté resuelta.

Al final de las tres operaciones se dejará constancia de cada una de ellas en el Registro de Datos del Tendón que se tiene que guardar durante toda la vida de la Central. (Fig. 13).

5.2.3 Desarrollo del Programa y sus Consecuencias

Hubo muchos programas propuestos, por diversas contingencias de la obra que obligaban a retrasos y posposiciones. De todas maneras el Postensado nunca se puso en el camino crítico.

Las principales causas de los retrasos y posposiciones son atribuibles:

1° Reparaciones.
2° Conflictos laborales generales de la Obra.
3° Utilización óptima y oportuna de las grúas que no eran de la empresa del Pretensado.

Un programa normal preveía que se podía realizar el trabajo de enfilado, tensado e Inyección en 9 meses y contando con los siguientes rendimientos aproximados:

Tendones verticales: 112 – Con una longitud total de cable aproximada de 6.700 metros.

Enfilado: 28 días hábiles
Tesado: 19 días hábiles.
Inyección: 21 días hábiles.

Tendones horizontales: 132, con una longitud total de cable aproximado de 12.100 m.

Enfilado: 36 días hábiles.
Tesado: 22 días hábiles.
Inyección: 32 días hábiles.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

REGISTRO DE DATOS TENDON H-44

T-113 CONTROL Nº

FQC-5 — INFORME DE ENFILADO — H-2

Nº BOBINA	Nº ETIQUETA	CARGA DE ROTURA	OBSERVACIONES
314	00407	26.000	23. Toronas
351	06434	26.800	14 "

Freyssinet, S.A. INFORME DE ENFILADO DEL TENDON Y COLOCACION DE BLOQUES Y CUÑAS

FQC-6 Nº CORDONES COLOCADOS 37

FQC-7 LONGITUD DE TESADO ____ Extremo A 1.10 Extremo B 1.10

FQC-8 TENDON ACEPTADO 37 TESAR ANTES DEL 19.3.81

COLOCACION CORRECTA FECHA 19.1.81

OBSERVACIONES: Este informe anula el del mismo tendón de fecha 23.12.78, por haber procedido a cambiar el cable.

1	TENDON Nº	H-44
2	TIPO	Horizontal
3	LONGITUD	91.45
4	EXTREMO A	1-1-108
5	EXTREMO B	2-2-330º

INFORME COLOCACION BLOQUES Y CUÑAS

	EXTREMO-A	EXTREMO-B
FQC-9 Nº SERIE BLOQUE ANCLAJE	43-33	48-41
FQC-10 LOTE CUÑAS	13917/17/313	13917/17/313

FECHA COLOCACION A y B - 3.7.81

GRUPO 1

TARJETA DE TESADO TENDON Nº H-44

A cumplimentar por el Jefe de Obra

Longitud 91.45 m

Tipo 37 T 15

Extremo A Contratuerca 908

Extremo B Contratuerca 330º

Alargamiento teórico ΔL: 0,90 ΔL = 491; 0,95 ΔL = 519; 1,05 ΔL = 573; 544 mm

Presión teórica Ante P: 0,95 P = 493; 1,05 P = 545; 519 bars

A cumplimentar por el Jefe del Equipo de tesado

Etapa tesada 2ª secuencia — Presión 519 bars

	Alargamiento extremo A		Alargamiento extremo B (o entrada)
Referencia a 100 bars			
Total 2 extremos		542	
Alargamiento total		287	255
0,95 Max P	369	169 / 351	151
Alargamiento 100 bars	310 — 260	110 / 304 — 200	104
Alargamiento a P = 519	376	176 / 364	164
Alargamiento total		294	268
Total 2 extremos		562	

	Gato nº	Bomba nº	Manóm. nº		Extremo A	Extremo B
Extremo A	6	1	P=6	Carrera útil	12-7=5	10-7=3
Extremo B	5	27	4			

Observaciones

Jefe de equipo ejecutor: A. Ibagoe

Fecha tesado 8.7.81 — Firmado:

A cumplimentar por el Inspector C.C.O.

FQC-11 Comprobación datos tarjeta tesado: BI

FQC-12 Comprobación nº cunas y manóm.: BI

FQC-13 Comprobación cabezas manóm.: BI

FQC-14 Comprobado en: 8.7.81 Transmitido a DOA en: 8.7.81

FQC-15 Autorización corte en: 8.7.81 Comunicado al Jefe Obra FSA en: 8.7.81 Registrado en la hoja de Datos del Tendón en:

Observaciones Inspector C.C.O. Y. Parra

CENTRAL NUCLEAR DE ASCO

GRUPO 1

TARJETA DE INYECCION CONECTADO CON TENDON Nº H-44

VOLUMEN DE GRASA PREVISTO 929,4

TIEMPO DE INYECCION PREVISTO 9'35"

PRESION DE INYECCION PREVISTA A LA ENTRADA 2,5 kg/cm²

LONGITUD 91.45 TIPO 37 T 15 Extremo A 908 Extremo B 330º

SITUACION PURGAS 232 y 138º

A CUMPLIMENTAR POR EL JEFE DEL EQUIPO DE INYECCION

Nº	OPERACIONES: DESCRIPCION	HORAS	TEMPERATURAS Ta	T1	T2	T3	PRESIONES M1	M2	M3	OBSERVACIONES
1	BOMBA EFECTUANDO RETORNO	10h 20'	138	125	105		3	2		Final inyección 10h 30'
2	INICIO INYECCION	0 3 6 9' 3"		125 125 130 130	105 115 110 110		1 1 1 2	0 0 0 1		No se localiza la purga de 138º
3	SALIDA DE GRASA POR EXTREMO A									
4	SALIDA DE GRASA POR EXTREMO B									

Compañía Eléctrica de Lugo

V1 = 11.550
V2 = 10.600
950,1

Jefe de equipo de inyección: H. Hernandez

Fecha de engrase 10.7.81 — Firmado

CONTROL INSPECTOR C.C.O.

Lote nº 3/128 Autorización 30.3.81

FQC-18 Control temperatura depósito. T1: BI

FQC-19 Control temperatura entrada. T2: BI

FQC-20 Control temperatura salida. T3: BI

Ta = Temperatura ambiente

Registrado en la hoja nº de datos del tendon en fecha

F.Q.C. inspector Y. Parra

FREYSSINET, S. A. GARANTIA CALIDAD 7.81 FECHA

Firmado.

Fig. 13. Registro de la historia del tendón H-44.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Tendones de Cúpula: 84, con una longitud de cable aproximado de 3.750 m.

Enfilado y Tesado: 63 días hábiles.

Inyección: 66 días hábiles.

Los trabajos en general lo realizan dos equipos.

Por las circunstancias dichas anteriormente la operación pretensado tuvo una duración aproximada de 25 meses.

6. ANALISIS CRITICO

Con el poco tiempo de que se dispone solamente mencionaré alguno de los análisis generales que hemos efectuado.

Me referiré a los requisitos impuestos por el proyecto general, de demostrar que el sistema cumple con las exigencias pedidas.

Esta situación motivó la realización de ensayos muy costosos y válidos únicamente para el caso particular de la obra. Esto se podría haber evitado si existiera una Normativa Española de homologación de los Sistemas de Pretensado, para estos casos y similares y en forma de que sirviera para todo el país.

De la realización de todos estos ensayos se sacó un balance muy positivo, ya que permitió que muchos aprendieramos mucho en un campo muy especializado.

Estas enseñanzas han permitido ahora y en adelante utilizar para la totalidad de estas obras la técnica y los materiales nacionales.

En el análisis hay que distinguir tres Aspectos:

Aspecto Técnico. La mayor dificultad surgió en la aplicación de normas extranjeras, que no siempre han sido las más adecuadas ni las más fáciles. La mayor parte de la actividad técnica se centró en demostrar que se podían cumplir las exigencias del proyecto utilizando otras normas y otras técnicas. Además se necesita que el contratista de Pretensado, tenga una Oficina Técnica y laboratorios del más alto nivel disponibles para la Obra.

Aspecto Operativo. Todo el sistema de equipo es muy pesado y su operación resultó complicada dentro de los espacios reducidos y complicados, existentes. Por ejemplo la grasa de inyección tenía un recorrido larguísimo al aire libre, lo que implicaba un gran aislamiento de las tuberías.

Aspecto Programático. A pesar de la importancia técnica y estructural del pretensado dentro del conjunto del programa de la obra pasa casi desapercibido ya que nunca está en el camino crítico.

Su trabajo es muy tecnificado, se hace con poco personal, todos ellos especialistas y se desarrolla por el exterior del edificio. El resultado es que el pretensado no ha producido modificaciones en el programa de otras actividades, pero si que las otras actividades han producido grandes modificaciones al programa del Pretensado.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El aspecto más importante, es recoger la experiencia vivida, ordenarla y reflexionar sobre ella. Después poder juntarse con otros a fin de poder discutir, cotejar y sacar conclusiones para el futuro, no solamente para las obras de Centrales Nucleares sino para extenderlas a todas las obras dentro del ámbito de la Ingeniería y de la Construcción.

Por eso y como les hablaré más adelante nos hemos reunido un grupo en la ATEP, para hacer realidad esta aspiración de muchos, la de ir aumentando y consolidando la tecnología española en este campo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Traviesas de hormigón pretensado para ferrocarril

José Ignacio Rodríguez Mira
Dr. Ingeniero de Caminos

OBJETO

Con esta comunicación, dentro del grupo de Realizaciones de esta Asamblea, queremos presentar la gran aportación del hormigón pretensado a la superestructura de la vía, merced a las traviesas monobloque, tipo DW, que realizadas por Prefabricaciones y Contratas de Ingeniería (PRECON S.A.) y Tuberías y Prefabricados (TYPSA), han comenzado a colocarse en las líneas de ferrocarriles españolas este último año.

ANTECEDENTES

Desde el año 1949 en que se comenzó su fabricación en Alemania, se han colocado en el mundo más de 50 millones de unidades, tanto en ferrocarriles principales, como en secundarios e industriales, tranvías y metropolitanos. Aproximadamente 30.000 km de vía transmiten sus esfuerzos al balasto a través de este tipo de traviesa.

Esta traviesa se ha empleado para anchos de vía tan variables como los que van de los 1.000 mm de FEVE a los 1.668 mm de RENFE, pasando por los 1.435 mm, ancho de vía internacional y característico, por tanto, de un gran número de países en el mundo. Esta variedad de anchos ha dado lugar a diferentes longitudes de traviesas; concretamente 1.900 mm en la vía métrica de FEVE y 2.600 mm en la vía de RENFE.

Asímismo, esta traviesa se ha dimensionado para cargas por eje que oscilan entre 19 t caso de Japón y 30 t, caso de Venezuela y México, pasando por las 25 t de España; y velocidades que abarcan desde 120 km/h a 200 km/h, caso de Italia, y 250 km/h, caso de Japón, pasando por los 160 km/h de España.

Este modelo de traviesa admite cualquier tipo de sujeción del carril; tanto el tipo RN, que RENFE ha empleado en las traviesas RS, como el tipo Pandrol que se ha utilizado en las traviesas pretensadas inglesas, en el tramo experimental de Calatorao; el tipo de placa nervada que se ha usado normalmente en las vías para grúas o el tipo HM, conocido también como sujeción Vossloh, que es el más utilizado, en la actualidad, en este tipo de traviesas y concretamente el que se está adoptando en España.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

En este momento, RENFE tiene un plan quinquenal de colocación de 2.000.000 de traviesas, a razón de 400.000 unidades anuales; lo que supone una incorporación anual a su red de 250 km de vía con la nueva traviesa.

Asímismo FEVE va a colocar la traviesa de hormigón pretensado en el tramo Gijón-Pola de Laviana, en una longitud de unos 50 km.

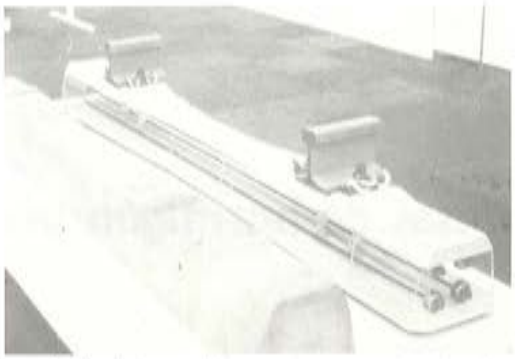


Fig. 1. Disposición de horquillas y elementos de sujeción del carril, junto a una traviesa real

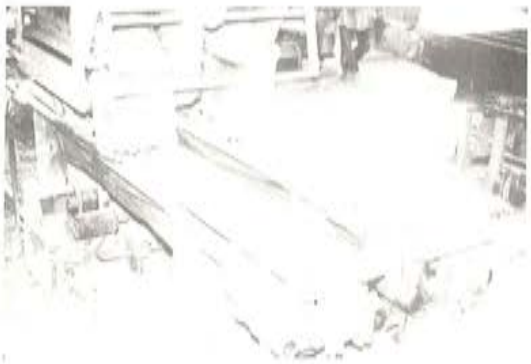


Fig. 2. Proceso de hormigonado.

DISEÑO

Los elementos de construcción de hormigón pretensado, tienen la ventaja de que pueden soportar solicitaciones y deformaciones mayores, que piezas de igual sección realizadas con hormigón armado, especialmente cuando están sometidos a elevados momentos de flexión, como sucede en el caso de las traviesas.

Basándose en esta idea, se concibió la traviesa monobloque, de hormigón pretensado, tipo DW, con armaduras postesas.

Las características geométricas de la traviesa para vía RENFE son:

- Longitud: 2.603 mm.
- Anchura sobre balasto: 306 mm.
- Altura en extremos: 225 mm.
- Peso sin la sujeción: 304 Kg.

La traviesa se dimensiona para una carga por eje de 25 t, lo que supone una carga por carril, sobre traviesa, de 15 t, debido al efecto de impacto, sobrecarga en curva y, en general, defectos y desgastes de las ruedas y de la vía.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Fig. 3. Traviesas recien desencofradas y fase de extracción de las barras que dejan los orificios para las horquillas.

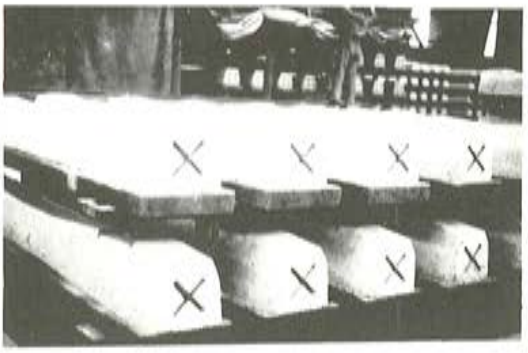


Fig. 4. Acopio de traviesas curadas que van a entrar en fase de tesado.

Para el dimensionamiento de la traviesa se consideran dos hipótesis:

- Hipótesis I – Se supone que la traviesa se apoya en dos zonas extremas, de 0,85 m de longitud, y queda sin apoyo la zona central de 0,90 m.
- Hipótesis II – Se supone que la traviesa se apoya en las zonas extremas de la hipótesis I y además en los 0,90 m centrales, pero con una presión mitad en la zona central que en las zonas extremas.

La fuerza de pretensado de las horquillas, se determina de forma que la tensión de tracción del hormigón, durante la flexión de las traviesas, no supere los 30 kg/cm^2.

En relación con las traviesas de madera, acero y hormigón armado empleadas con anterioridad, la traviesa de hormigón pretensado presenta ventajas de:

- Economía, frente a los tres tipos mencionados.
- Resistencia a efectos dinámicos, frente a las de madera.
- Resistencia a los impactos por choque, en descarrilamiento, frente a las de hormigón armado.
- Durabilidad, frente a las de hormigón armado.
- Mantenimiento, frente a las de acero.

El aislamiento entre el carril y la traviesa, que no es necesario cuando éstas son de madera, se consigue sin dificultad, en las traviesas de hormigón pretensado, por medio de la plantilla aislante de la placa guía de carril y la placa de asiento del carril. De esta forma se consigue una resistencia muy superior a la cifra base de referencia de 1,5 Ω por kilómetro.

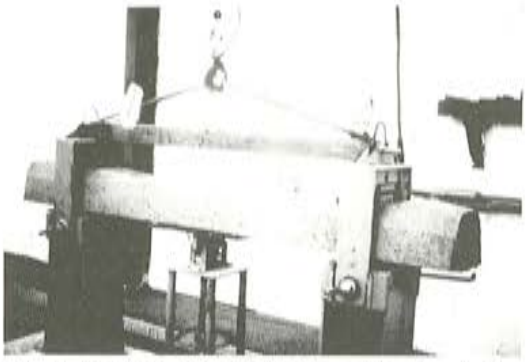


Fig. 5. Control de resistencia a flexión de la traviesa

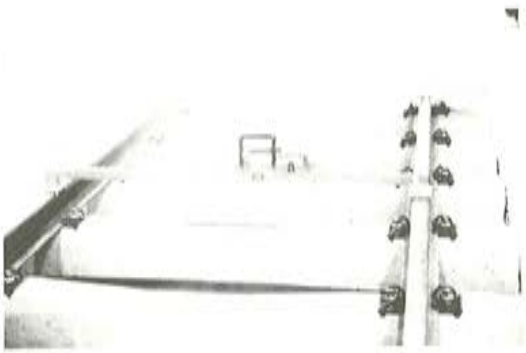


Fig. 6. Control de separación de carriles.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

FABRICACION

En la fabricación de las traviesas podemos diferenciar las siguientes fases:

a) Hormigonado y curado.

b) Tesado.

c) Inyección de lechada, mortero de sellado y pintura bituminosa en testas.

d) Colocación de la sujeción del carril.

e) Control.

f) Almacenamiento.

El hormigón de las traviesas tiene una consistencia muy seca; y se exige que tenga una resistencia media a la compresión, medida en probeta cúbica de 0,20 m de longitud de arista, de 600 kg/cm² a los 28 días, y 450 Kg/cm², antes del tesado, que suele realizarse a las 24 h del hormigonado. La resistencia media a la flexión, medida en probetas de 0,70 x 0,15 x 0,10, a los 7 días, no será inferior a 65 Kg/cm².

El hormigonado se realiza en posición invertida, por parejas de traviesas; tras un período de vibrado, se giran los moldes y se depositan las traviesas sobre una base, en su posición normal; a continuación, se procede a sacar las cuatro barras, que nos dejan los correspondientes espacios para las horquillas de tesado; y finalmente se efectúa el desmoldeo.

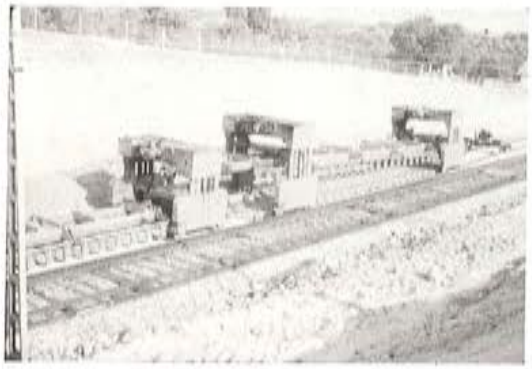


Fig. 7. Colocación de traviesas en obra mediante pórticos

Fig. 8. Conjunto de traviesas en obra, a la espera de la colocación del carril sobre las correspondientes placas de asiento.

El curado se realiza en carpas cerradas, con o sin la aplicación de vapor, según la temperatura exterior.

Las barras de acero tienen un límite elástico mayor o igual a 135 kg/mm², una carga unitaria de rotura mayor o igual a 150 kg/mm² y un alargamiento en rotura, al menos del 6 por 100.

Las barras de pretensado se suministran cortadas a la medida; y en fábrica se roscan y se doblan, para darles la forma de horquilla.

A continuación, se colocan en las traviesas, en número de dos y cruzadas; y se procede a su tesado, que se efectúa por los cuatro extremos, que quedan de un mismo lado, de forma simultánea. Alcanzada la fuerza de tesado, se procede al roscado de las tuercas hexagonales, ranuradas, contra los cuerpos de anclaje, que pueden ser planos o acampanados, que son los que se están empleando en este momento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

La inyección está formada por una lechada de cemento, con una relación agua/cemento igual a 0,4. Debe tener una resistencia media, mínima, a flexión, medida en probeta de 0,16 x 0,04 x 0,04 m, de 65 kg/cm^2; y a compresión, medida sobre los trozos del ensayo a flexión, de 450 kg/cm^2; ambos ensayos realizados a los 7 días.

Los extremos se rellenan con mortero seco de cemento, para producir el sellado de los mismos. El mortero debe tener una resistencia media mínima, a compresión, a los 28 días, medida sobre probeta cúbica de 0,20 m de arista, de 300 kg/cm^2.

Terminado el sellado de las testas, se pintan con pintura bituminosa.

Para montar las sujeciones en posición de transporte, se colocan las dos plantillas aislantes y las dos placas guías del carril, en las zonas dispuestas al efecto durante el hormigonado de la traviesa; se introduce el tirafondo en la espiga roscada y se fija de forma provisional el resorte tensor.

El control se extiende a los materiales, a la ejecución de las traviesas y al producto terminado.

En los materiales se controlan los componentes del hormigón y las diferentes resistencias anteriormente indicadas, mediante tomas diarias de probetas.

En la fase de ejecución se verifica, especialmente, la tensión de tesado, mediante un control dinamométrico diario.

En el producto terminado, se comprueban su resistencia, su geometría y su aspecto externo. La resistencia se mide sometiendo la traviesa, a flexión, en el banco de pruebas. Entre las dimensiones de la traviesa, hay que cuidar especialmente la que determina la separación entre carriles, que tiene una tolerancia muy estricta (– 0, + 1) mm. El aspecto externo debe estar exento de fisuras y falta de planeidad.

Superadas las pruebas anteriores, las traviesas se almacenan en el parque, con alturas máximas de 25 unidades y separadas con cuadradillos de madera.

Fig. 9. Tramo en servicio.

TRANSPORTE Y COLOCACION

Las traviesas se transportan en bateas de ferrocarril, desde las fábricas, hasta la zona en que van a ser colocadas. Cada batea suele llevar dos capas de 60 traviesas; es decir, una carga de 36 t; y permiten avanzar una longitud de 72 m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Cuando se van a colocar las traviesas, se han depositado previamente los carriles nuevos, en longitudes de 288 m, a ambos lados de la via que se va a renovar o en los bordes de la zona de la nueva vía.

El nuevo carril es el que utilizan los pórticos, para levantar el conjunto carril-traviesa existente, cuando se trata de una renovación; y, por tramos de 24 m, lo acopian en una zona de la vía antigua, hasta acumular los 288 m del tramo que se va a sustituir.

Retirado el balasto primitivo, se está en condiciones de proceder a la ejecución de la nueva superestructura de la vía.

Cuando la plataforma ha sido compactada, en el caso de una renovación de vía, o debidamente terminada, en función de las características del terreno, en el caso de una nueva vía, se realiza la unión de los carriles nuevos con los del tramo previamente ejecutado y se les sitúan a una distancia superior a 3 m para permitir el paso de los pórticos nuevamente. En la zona de enlace de los dos tramos, existe una transición de ancho de los 1.668 mm a más de 3.000 mm, en una longitud aproximada de 24 m.

Preparado el carril guía de los pórticos, éstos realizan el vertido de balasto en las dos zonas que quedan bajo los carriles.

A continuación, los mencionados pórticos comienzan el transporte de las traviesas, en grupos de 30 unidades, que permiten un avance de 18 m por cada unidad de pórtico.

Seguidamente, se colocan las placas de asiento del carril para proceder al posicionamiento del carril sobre la traviesa.

Con la motoclavadora se aflojan los tirafondos, para poder girar el resorte tensor y fijar el carril a la traviesa a través de su placa guía; y después se efectúa el apriete final.

A continuación, se rectifica la vía y se vierte balasto, que se batea, al tiempo que se nivela la vía hasta alcanzar su posición definitiva.

* * *

ERRATA

En la página 48 de la Revista Hormigón y Acero, N° 145, aparece la referencia a un trabajo del Sr. González Serrano, que está equivocada. Textualmente debe decir:

Esta comunicación presentada en la Xª Asamblea Técnica Nacional, de la Asociación Técnica Española del Pretensado, celebrado en Murcia, no se reproduce aquí, por haberse publicado este mismo tema de trabajo, incluso con más amplitud, en un artículo aparecido en la revista Hormigón y Acero, N° 142 (Pág. 161), bajo el título "Patología: Refuerzo de encepado sobre pilotes", del cual es autor Don Antonio González Serrano.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

591-2-167

Construcción por empuje, de un acueducto, en hormigón pretensado, constituido por dovelas

Jacinto Pellón Diaz
Dr. Ingeniero de Caminos

No se trata de explicar en esta comunicación los detalles específicos del proyecto de una estructura lanzada por el sistema de empuje, ni tan siquiera esta técnica constructiva en general. Se intenta solo dar una idea de las ventajas de la combinación de este sistema con la prefabricación, así como algunos detalles de la técnica de prefabricación y lanzamiento.

Al estudiar la construcción de un acueducto siempre se presenta, como solución válida, el sistema de lanzamiento. En estas estructuras, a causa de la importancia que tienen las sobrecargas en relación con los pesos propios, no hay un sobrecoste importante de los materiales que son necesarios para resistir los esfuerzos del lanzamiento.

El análisis de este sistema constructivo aplicado en su forma tradicional, construyendo in situ los tramos de empuje, no lo hacía económico para el acueducto del Lebor y en mayor medida para el de Zarcico, teniendo en cuenta el conjunto de costes de las instalaciones, encofrado, hormigonado, curado y ferralla, así como los costes de producción.

Hay una variante constructiva que cambia fundamentalmente el análisis anterior: La combinación de las técnicas de prefabricación con el proceso de lanzamiento.

Se reunían, en este caso, todas las circunstancias favorables para afrontar con éxito esta solución.

Se disponía de unos equipos altamente especializados, y de una técnica ya puesta a punto, para la prefabricación de dovelas de puente. Esta técnica se había ajustado en la construcción del puente sobre el río Ebro, de la Autopista de Navarra, según proyecto de la oficina del Sr. Fernández Casado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Se trataba, además, de la construcción de dos acueductos con la misma sección. De esta forma, se podría centralizar la fabricación de dovelas en un sólo punto, simplificar y abaratar de forma importante las instalaciones y los recursos necesarios y, por consiguiente, reducir el coste del conjunto de la estructura.

Aunque no es un condicionante del sistema, parecen claras las ventajas de la prefabricación en factoría:

- El coste de las instalaciones específicas se puede repartir entre varias obras. Las instalaciones generales inciden de forma muy baja sobre el coste de este proyecto. No es este el caso de una instalación para prefabricación a pie de obra.
- Se cuenta en estos centros con personal preparado, que es más fácil de adaptar a la especialización necesaria para resolver este problema. Además, esta especialización puede utilizarse posteriormente, con cierta garantía de continuidad, en obras similares.
- Se puede elegir dentro de un margen amplio, en general, las fechas de fabricación; ajustando y regulando la producción de la planta al óptimo rendimiento.
- Reduce y abarata, de forma muy importante, las instalaciones de la obra.

Hoy, las técnicas y costes de transporte, permiten afrontar con éxito y sin dificultad este tipo de planteamiento.

Las características de las estructuras que se estudian son (véase figura 1):

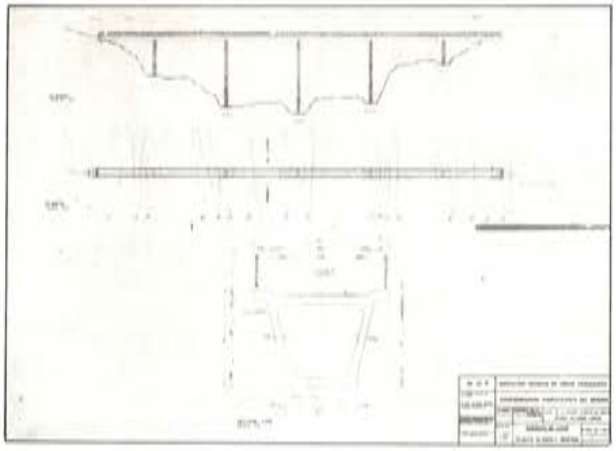


Fig. 1. Planta, alzado y sección del acueducto de Lebor.

- *Lebor*
  4 luces centrales de 38,2
  2 luces laterales de 28,6

- *Zarcico*
  1 luz central de 38,2
  2 luces laterales de 28,6

La superficie de contacto entre las dovelas, se diseñó con una entalladura sencilla, que ha dado buen resultado, tanto en el momento del ensamblaje como en el posterior comportamiento estructural (véase figura 2).

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

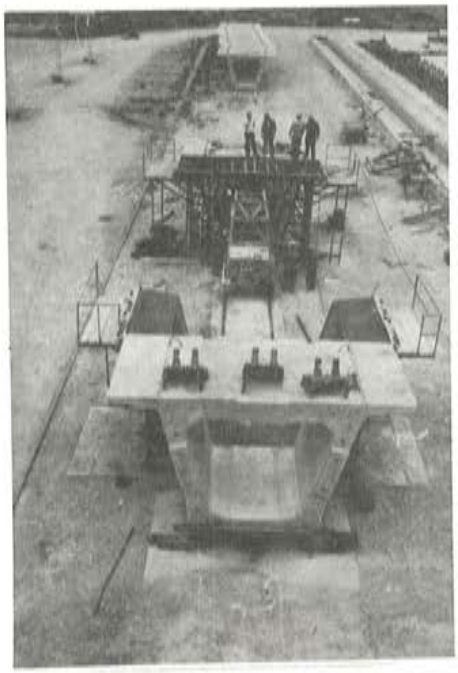


Fig. 2. Taller de prefabricación de las dovelas.

Para la fabricación de las dovelas se montaron dos encofrados exteriores, fijos, con un sólo encofrado interior, que se desplazaba para servir en las dos posiciones anteriores. Cada dovela se hormigonaba en contacto con la dovela anterior, para asegurar su perfecto acoplamiento posterior. Hay que insistir en la necesidad de que la directriz, tanto en planta como en alzado, se logre con una gran precisión, pues en caso contrario hay problemas prácticamente insolubles en el momento del empuje.

La instalación de lanzamiento es una instalación clásica, en lo que se refiere a los mecanismos de empuje; pero de una enorme simplicidad comparada con las instalaciones habituales en estos trabajos. Aparte de los mecanismos indicados, propios del lanzamiento, toda la instalación se reduce a una grúa que descarga las dovelas y las coloca en posición (véase figura 3). Toda la instalación es recuperable y suceptible de poder reutilizarse.

Fig. 3. Descarga y colocación de dovelas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

El proceso, una vez que las dovelas están en obra, es el siguiente:

– Las dovelas, en primera fase, se colocan un poco separadas unas de otras. En esta posición, se enfilan los cables, se colocan acopladores y se le da una resina a la cara de contacto (Epokol 625).

  Posteriormente, se procede a dar una pequeña tensión de aproximación del conjunto; y así se deja hasta el fraguado de la resina.

  A continuación, se hace el tesado final y, posteriormente, el lanzamiento (véase figura 4).

Fig. 4. Fase de lanzamiento

Fig. 5. Vista parcial del acueducto terminado

Los tiempos de la operación dependen de varias causas:

– Trazado y distribución de cables.

– Sistema de pretensado, acopladores, anclajes, etc.

– Tipo de resinas y circunstancias ambientales, etc.

– Calidad de la prefabricación.

Se puede asegurar un lanzamiento cada dos días; y parece claro que se puede conseguir un empuje cada veinticuatro horas, si se afinan y preven algunos detalles (ésto, naturalmente, a partir de los tres primeros empujes). (Véase figura 5).

De otro lado, el equipo humano a pie de obra es mínimo, pero cualificado, y muy reducido en relación con el necesario en los procesos convencionales.

Actualmente, se está lanzando con este mismo proceso y las mismas instalaciones, un puente para ferrocarril sobre el río Frío, en la provincia de Málaga.

La sección tiene características muy parecidas a la de los acueductos del Lebor y Zarcico y se ha conservado el mismo tipo de junta.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

591-2-168

Puente de ferrocarril en Guadarranque (Cádiz)

Carlos Siegrist Fernández
Ingeniero de Caminos

El ramal de ferrocarril San Roque - La Línea de la Concepción cruza el Polígono Industrial de Guadarranque, del Instituto Nacional de Urbanización, y, en particular, el vial principal del mencionado Polígono, que tiene una sección total de 27 metros, divididos en dos calzadas de 8 m, una mediana de 5 m y dos arcenes de 3 m. El cruce se realiza bajo un ángulo de esviaje de 40° con lo que la luz mínima a salvar, disponiendo apoyo en la mediana, es del orden de 19 m.

Inicialmente se había proyectado un puente a base de vigas prefabricadas de hormigón pretensado, de sección en doble té, con una losa superior hormigonada in situ. No obstante, durante la realización de las obras del Polígono, se detectó la presencia del nivel freático a una profundidad del orden de medio metro bajo el terreno natural, por lo que hubo que subir la rasante del vial, en la zona de cruce con el ferrocarril, del orden de un metro, quedando sin gálibo vertical el puente inicialmente proyectado.

Por otro lado, era imposible elevar la rasante del ferrocarril en un metro, por la existencia de un ramal de entrada a una fábrica a poca distancia del estribo frontal. Lo más que se pudo conseguir fue elevar esta rasante del ferrocarril unos 25 cm, aprovechando que el trazado en alzado corresponde al punto bajo de una curva vertical cóncava en la zona del puente.

Se consultó con Renfe la posibilidad de suprimir el balasto, sujetando las traviesas al tablero con alguno de los sistemas existentes que amortiguan la transmisión de efectos dinámicos, pero no se autorizó dicha posibilidad, exigiéndose un espesor mínimo de balasto de treinta centímetros.

Todos estos condicionantes limitaban el espesor de la estructura a disponer debajo del balasto a unos cincuenta centímetros, lo que conducía a una esbeltez de 1/38 para una luz de 19 m. Desechada la solución metálica para evitar los gastos de conservación en un ambiente húmedo y salino como es el existente en la zona de ubicación del puente, queda como solución óptima la de hormigón pretensado, por su posibilidad de mayor esbeltez respecto al hormigón armado, y por la ausencia de fisuras al proyectar en clase I, muy importante en un puente que va a sufrir muchas cargas repetitivas que pueden dar lugar a fenómenos de fatiga del material.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

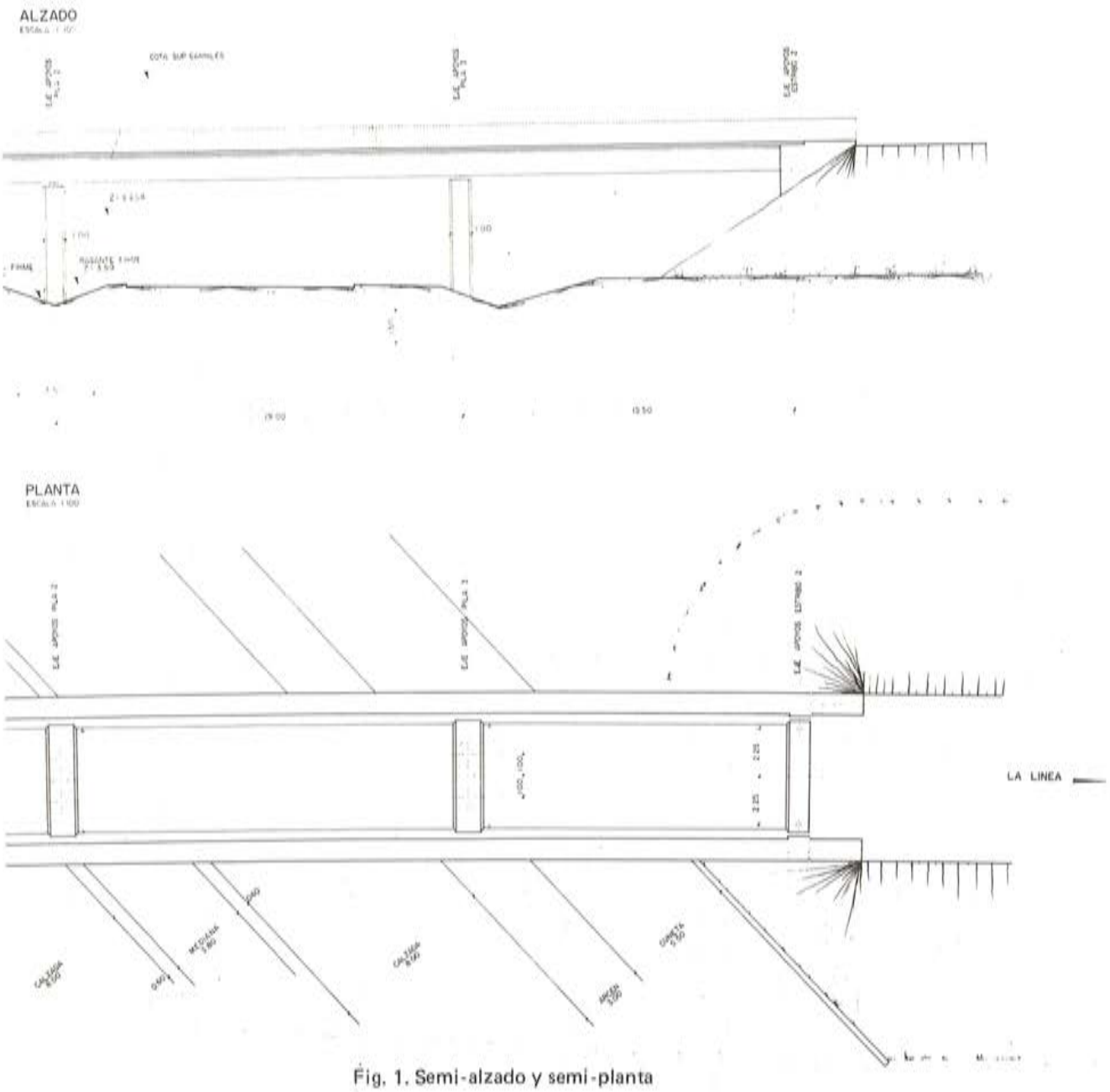


Fig. 1. Semi-alzado y semi-planta

SOLUCION ESTRUCTURAL

Se ha adoptado una solución en viga continua de cuatro vanos, de 15,50-19,00-19,00-15,50 metros, disponiendo apoyos dobles en cada pila y estribo, perpendiculares al eje longitudinal del tablero, con lo que desaparecen los problemas del acusado esviaje del cruce y se empotra el tablero elásticamente a torsión en los elementos de apoyo. Por otro lado, dada la poca anchura del puente, esta disposición no entorpece para nada, ni la circulación inferior, ni la vista del puente desde abajo. (Fig. 1).

Para evitar las deformaciones excesivas que tendría un puente de ferrocarril con una esbeltez de 1/38, así como por razones económicas, se ha dispuesto una sección en "artesa", (Fig. 2), constante, con un canto de 1,35 m en las almas laterales, que tienen un espesor de 0,50 m. El canto de la losa inferior varía linealmente de 0,55 m en el centro de la sección a 0,50 m en la unión con las almas, para permitir el desagüe de la sección, que se efectúa

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

mediante tubos de 100 mm de diámetro dejados en las zonas de pilas y estribos. La necesidad de dejar el gálibo horizontal suficiente para permitir el trabajo de las máquinas bateadoras del balasto, así como la obligación de disponer dos paseos laterales de 1 m de ancho, dan lugar a una anchura total de 7,80 m, siendo el ancho inferior de la artesa de 5,50 m, con paramentos laterales inclinados y voladizos de 0,57 m.

La sección se rigidiza en las zonas de apoyos, a base de regruesar interiormente la losa de fondo hasta alcanzar un espesor de 0,775 m. Las almas se regruesan sólo en los apoyos sobre los estribos, en los que tienen un espesor de 0,80 m, con objeto de tener espacio suficiente para alojar los anclajes de los cables de pretensado. De esta forma los paramentos exteriores de la sección se conservan constantes a todo lo largo del puente, con cuatro aristas horizontales continuas, y no hay discontinuidad en el balasto para apoyo de la vía. (Figuras 3 y 4).

El tablero se pretensa de lado a lado con ocho tendones de 27K13, tesados inicialmente a 354 toneladas.

El diseño de las pilas ha seguido las mismas líneas de simplicidad de formas que imperaron en el diseño del tablero, disponiéndose unos fustes trapeciales de 1,15 m de espesor constante, y con una anchura que varía de 1,50 m en arranque inferior a 3,00 m en coronación. En ésta se levantan ligeramente las zonas de apoyo, con objeto de poder introducir gatos planos para una posible sustitución de los aparatos de apoyo, que son de material elastomérico. La altura de las tres pilas es prácticamente igual en todas ellas, de 6 m. (Fig. 5).

Los estribos, que son del tipo abierto, consisten en un dintel de 1,80 m de canto, que se apoya sobre las dos pantallas de cimentación dispuestas en cada uno de ellos. Llevan los correspondientes muretes de 0,91 m de canto, coincidentes con el espesor de los aparatos de apoyo más el canto de la losa inferior del tablero, así como unas aletas laterales de dos metros de longitud.

En cuanto al terreno de cimentación se compone de capas alternadas de arcilla y arena floja, hasta una profundidad que oscila de 27 a 30 m. Debajo aparece la arenisca con alternancias de caliza y arena densa. Existe la posibilidad de cimentar superficialmente, pero a

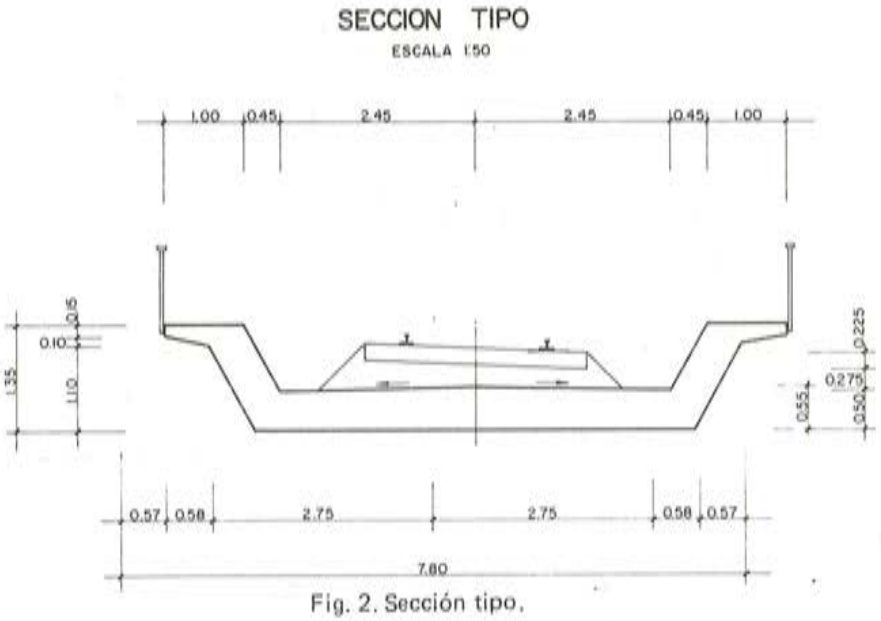


Fig. 2. Sección tipo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

unas tensiones tan reducidas que las dimensiones necesarias de zapatas para resistir las cargas de peso propio y sobrecargas de servicio hacen impracticable dicha solución. Por otro lado, la existencia de bolos entre las capas de arcilla y arena, desaconseja la posibilidad de emplear pilotes prefabricados, por lo que queda como solución a disponer la de una cimentación profunda a base de pantallas o pilotes hormigonados in situ. Se eligió la primera de las dos alternativas por la posibilidad de existencia de fuertes empujes horizontales, dada la naturaleza del terreno, sobre todo en las zonas de estribos, frente a los que trabajan mejor las pantallas que los pilotes, aunque sean de gran diámetro.

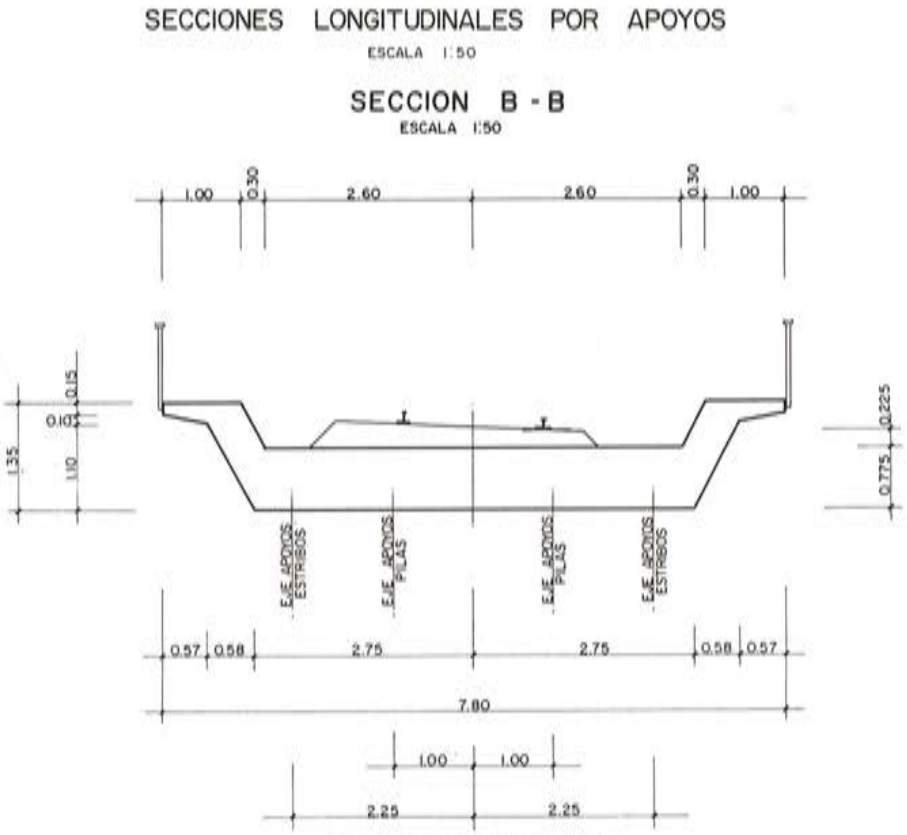


Fig. 3. Sección sobre pilas

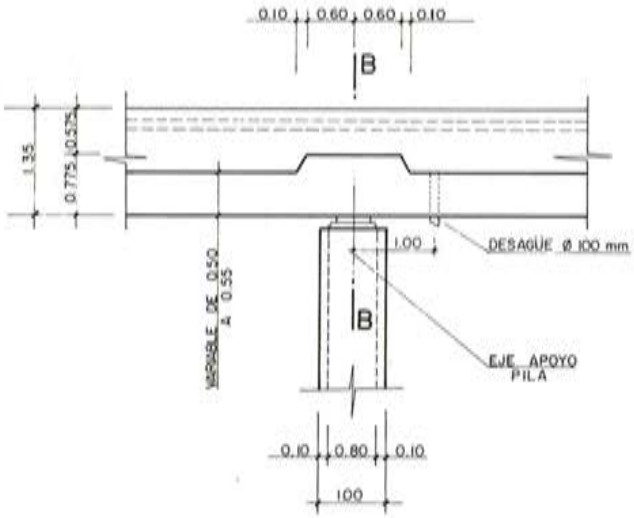


Fig. 3

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

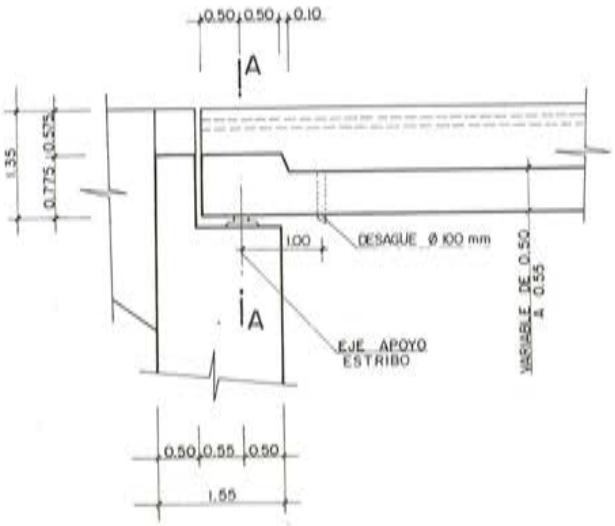


Fig. 4

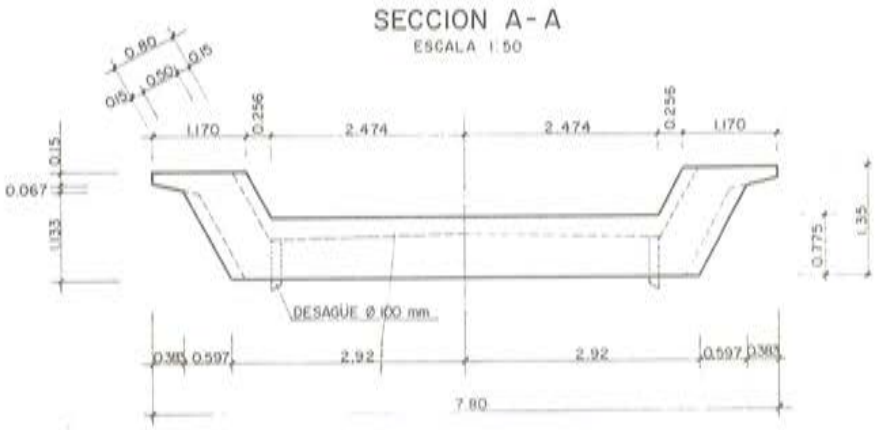


Fig. 4. Sección sobre estribos

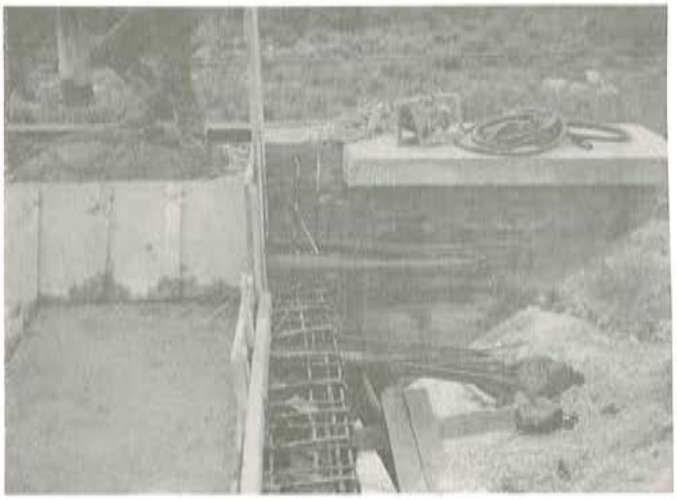


Fig. 6. Zona sobre estribos.

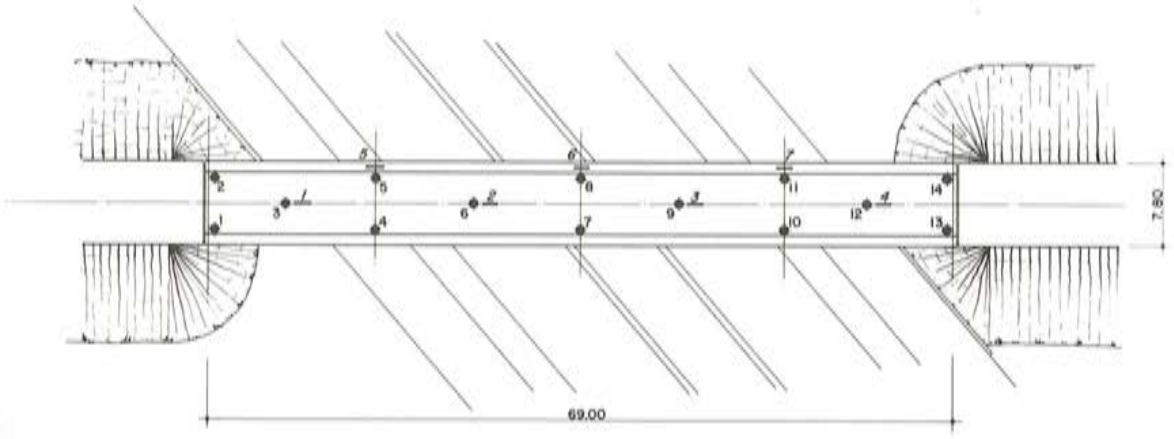
Fig. 7. Riostra sobre pilas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

PUENTE DE FERROCARRIL EN ALGECIRAS

PRUEBA DE CARGA

PUNTOS DE MEDIDAS, FLECHAS Y DEFORMACIONES



SECCION TIPO

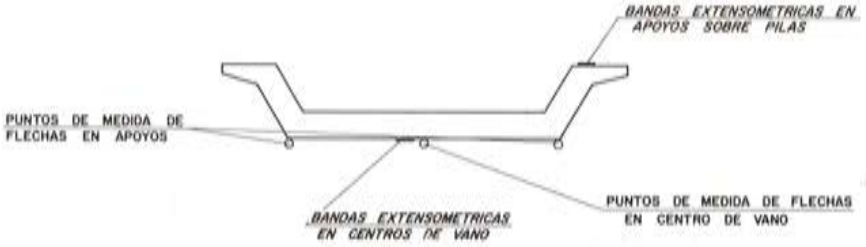
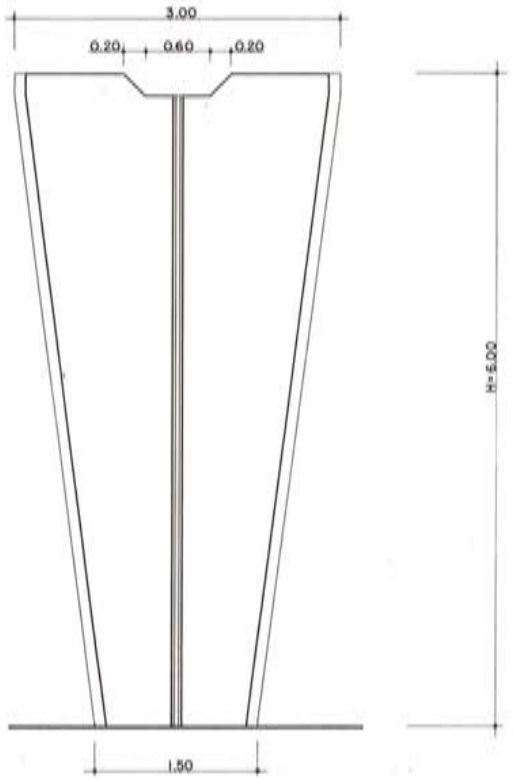


Fig. 11. Puntos de medida, en prueba de carga.

ALZADO



PLANTA

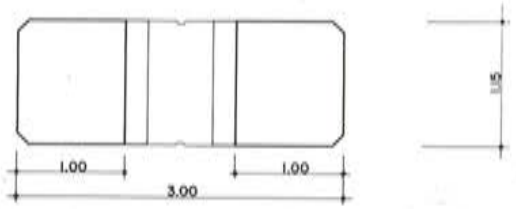


Fig. 5. Pila

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

En cada pila y estribo se han dispuesto dos pantallas con una sección de 2,60 x 1,20 metros, separadas 5 m entre ejes, con longitudes que llegan hasta los 30 metros. En las pilas se solidarizan estas pantallas mediante encepados de 6,70 x 3,1 metros y con un canto de 1,50 m, y en los estribos hacen el oficio de encepados los dinteles de los que se ha hablado.

CONSTRUCCION

Dado que el ramal del ferrocarril no está construído totalmente hasta La Línea de la Concepción, y que, en la actualidad, sólo sirve a una fábrica que se encuentra muy próxima al puente, se pudo evitar la construcción de un desvío provisional, transportando con camiones las mercancías de la fábrica antedicha durante la construcción del puente. De esta forma se pudo deshacer el terraplén del ferrocarril en la zona afectada por el puente, y construir éste cimbrado en su totalidad. (Figs. 6, 7, 8 y 9).

La única dificultad grave que se presentó durante la construcción, fue en la ejecución de una de las pantallas de cimentación del estribo frontal, en la que se produjo un importante sifonamiento de arenas durante la excavación de la misma, lo que obligó a construir un recinto circular tablestacado, de unos 3 m de diámetro, para proceder entonces a la ejecución de la mencionada pantalla.

PRUEBA DE CARGA

Se proyectó una prueba de carga a base de 13 estados de carga. Los seis primeros con una locomotora Diesel-eléctrica, modelo JT-26C 3300/3000 HP, de 120 t de peso, con los que se obtenían los máximos momentos flectores positivos en centros de vano; los tres siguientes con dos locomotoras (Fig. 10) acopladas, con los que se obtenían los máximos momentos flectores negativos sobre apoyos; y los cuatro restantes con una y dos locomotoras pasando a 10 Km/h y a 80 Km/h, con los que se conseguían los máximos esfuerzos en todas las secciones, y una estimación del coeficiente de impacto. (Fig. 10).

Fig. 8. Hormigonado del tablero.

Fig. 9. Puente terminado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Fig. 10. Prueba de carga.

No obstante, sólo se pudieron realizar cuatro de los estados de carga previstos, ya que se utilizaron las locomotoras del expreso Madrid-Algeciras, en el intervalo de tiempo comprendido entre su llegada a la ciudad andaluza y su salida de la misma. Estos cuatro estados fueron los correspondientes a máximo momento flector positivo en el centro del vano 1°, máximo momento flector negativo en el apoyo sobre pila 1, lo mismo en el apoyo sobre pila 2, y el paso de las dos locomotoras a 10 km/h.

A continuación se indican los resultados obtenidos en las flechas, y su comparación con los valores previstos:

Estado de carga	Punto de medida	Flecha medida (mm)	Flecha teórica (mm)
	centro de vano 1	1,40	1,46
	centro de vano 2	−0,40	−0,58
1	centro de vano 3	0,21	0,15
	centro de vano 4	0,07	−0,03
	centro de vano 1	0,09	0,27
	centro de vano 2	1,00	1,60
7	centro de vano 3	0,19	0,40
	centro de vano 4	−0,19	−0,10
	centro de vano 1	−0,31	−0,25
	centro de vano 2	0,74	0,87
8	centro de vano 3	1,67	1,57
	centro de vano 4	−0,32	−0,06

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Asimismo se colocaron bandas extensométricas en el paramento inferior de la losa en los centros de vanos, y en los paramentos superiores de las almas en zonas de apoyos, que confirmaron el comportamiento previsto en el cálculo. (Fig. 11).

El puente fue contruído bajo la dirección de D. Joaquín Lefler Pino, en nombre del Instituto Nacional de Urbanización, siendo la empresa constructora Ginés Navarro, actuando como Jefe de Obra D. Juan Ramón Barbero Acevedo. El sistema de pretensado utilizado ha sido el Freyssinet.

No quiero acabar sin agradecer la colaboración de D. José María Fernández Alvarez, de la empresa constructora, en toda la labor de puesta a punto de los planos de obra y del pretensado.

CUANTIA DE MATERIALES EN TABLERO

Hormigón H-350: 0,55 m^3/m^2
Acero pasivo AE-46: 60,18 kg/m^2
Acero de pretensado ($f_{máx}$ = 190 kg/mm^2): 21,47 kg/m^2

* * *

FUNDAMENTALS OF PORTLAND CEMENT CONCRETE: A Quantitative Approach Vol. 1: FRESH CONCRETE

Tal es el título original de la obra del Prof. Dr. Sandor POPOVICS publicada recientemente, en 1982 y en los Estados Unidos, por la Editorial JOHN WILEY & SONS, Inc., de New York, dentro de su Serie "A Wiley-Interscience Publication", y simultáneamente en Canadá.

El autor

Sandor POPOVICS es actualmente Profesor de Ingeniería Civil en el Departamento correspondiente de la Universidad de DREXEL (Philadelphia, Pennsylvania 19104, U.S.A.).

Es autor de varias obras previas, tales como "CONCRETE MAKING MATERIALS", "BUILDING MATERIALS" y "TEST METHODS FOR BUILDING MATERIALS".

Con anterioridad explicó también en otros centros de enseñanza técnica en materias de Ingeniería Civil, en varias universidades norteamericanas.

Recibió su grado de Doctor en Ingeniería de Caminos en la Universidad americana de Purdue, en 1961. Es miembro de la American Society of Civil Engineers (ASCE), así como de la American Society for Testing Materials (ASTM) y de la Réunion Internationale de Laboratoires d'Essais sur les Matériaux et les Constructions (RILEM).

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Su condición de Ingeniero Civil, así como su vocación docente, se reflejan en su reciente libro, en el que presenta las bases fundamentales de la tecnología del hormigón desde un punto de vista realista y práctico. En él destacan, por una parte, las propiedades mecánicas del hormigón y, por otra, la metodología de la exposición. A través de ésta el autor pone de relieve relaciones cuantitativas que permiten explicar racionalmente los fenómenos observados en la tecnología del hormigón. Estas características hacen que la obra constituya un tratamiento original del tema.

El conocimiento personal del autor, reconocido publicista, por parte del firmante de la presente recensión, permite a éste poner de manifiesto las grandes dotes de aquél.

La obra

El Volumen 1, dedicado al Hormigón Fresco, pone de relieve las relaciones entre la composición y las propiedades del material, y en él se exponen interpretaciones de fenómenos y se dan fórmulas que los describen cuantitativamente ligando entre sí diversos resultados experimentales.

Con ello se ofrece a los ingenieros, arquitectos, tecnólogos, consultores y estudiantes una visión clara de la naturaleza del hormigón de cemento portland, la cual les permite comprender, explicar y predecir su comportamiento.

Este primer volumen consta de un Prefacio, una nota de Reconocimiento y un Indice por capítulos, así como de otros dos alfabéticos, de autores y materias, respectivamente. Las muy cerca de 500 páginas se distribuyen en 10 capítulos que contienen en total 55 tablas, 163 figuras y 787 referencias bibliográficas.

Los capítulos tratan sucesivamente de las propiedades del hormigón, de la reología, consistencia y trabajabilidad del material y de los factores que las afectan, del contenido de aire y de la segregación, de la composición, dosificación y producción del hormigón, del transporte y puesta en obra del mismo, así como de su fraguado y endurecimiento, con los cuales concluye su condición de material fresco.

Mención especial merecen en este contexto, por una parte, los aspectos de la medida de la consistencia y de la mejora de la trabajabilidad, y de su aprovechamiento en el bombeo y en la puesta en obra del hormigón; por otra parte, todo lo relativo a los métodos de selección de los materiales, desde puntos de vista técnicos y económicos de producción; y, finalmente, los métodos numéricos y las fórmulas que permiten un cómodo control de calidad por computadora, y una automatización de la producción de hormigón. Los ejemplos de problemas numéricos planteados y resueltos en el texto facilitan mucho la comprensión de la teoría y su aplicación a los casos prácticos reales.

En resumen, se trata de una obra muy detallada, clara y compelta sobre tecnología de hormigón, interesante y útil para cualquier profesional que tenga que ver con el material.

Prof. Dr. José CALLEJA

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

591-2-169

Algunas realizaciones en el tramo Pontevedra Sur-Rande, de la autopista del Atlántico

Fernando da Cunha Rivas
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
de IDASA, "Ingeniería del Atlántico".

INTRODUCCION

La construcción del tramo de la Autopista del Atlántico, Pontevedra Sur-Rande, fue especialmente problemática por una serie de dificultades, de orden no técnico, bien conocidas. Estas situaciones plantearon problemas técnicos a resolver "en la red"; es decir, cuanto antes y con unos medios muy concretos.

En este documento se muestran tres puentes proyectados en esta situación, en estrecha colaboración con la Sociedad Concesionaria de la Autopista, representada por el Ingeniero Director de la Obra, D. Luis González Pastor y con la Empresa Constructora, J. Castro Matelo, cuyo Director es el Ingeniero D. José Manuel Otero. Las soluciones que se dieron a estas obras no son originales estrictamente, pero sí interesantes; al menos para el equipo que las hizo posibles.

PUENTE DE SAN BLAS

Se trata de una reposición de camino en el Enlace de Pontevedra. Dicho camino, era necesario reponerlo respetando su traza anterior, por motivos difícilmente explicables. Debido a ésto y a la obvia imposibilidad de situar pilas en los carriles de la Autopista, resultaba una distribución de luces caprichosa (44,0 + 22,00). (Fig. 1).

La condición suplementaria era la de diseñar una forma exterior que permitiese el uso de un encofrado que se estaba empleando profusamente, en aquel momento, en losas contínuas, de canto constante, de luces hasta 25 m.

Nuestro planteamiento inicial fué un cajón de canto constante, compatible con las condiciones anteriores; y fué rápidamente rechazado, por motivos económicos, a causa del encofrado interior. Después, surgió una solución peregrina: aligerar el cajón con un tubo circular; idea que derribó el listón con claridad.

Posteriormente, nos lanzamos al diseño final, que debe ser uno de los puentes macizos de más luz, ya que cumplía todas las condiciones y hacía muy cómoda la construcción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

PASO EN PK. 102+080

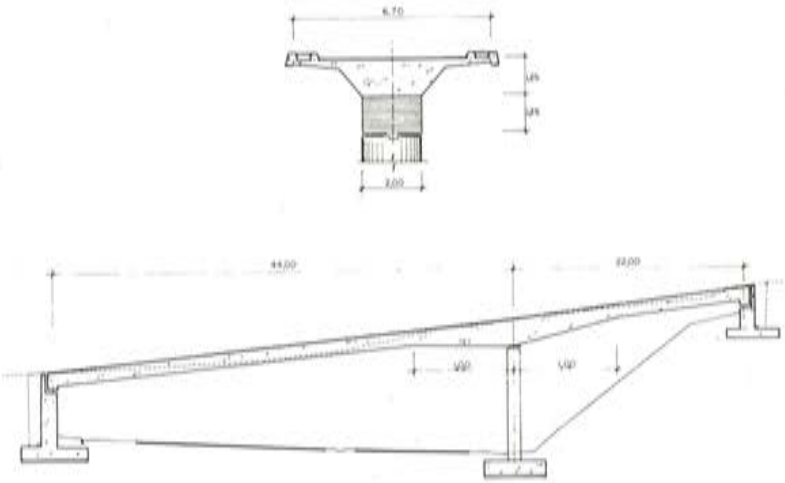


Fig. 1.

Debido a su gran pendiente longitudinal y esviaje, el puente aparecía horroroso en los planos y lo bautizamos con el nombre de Mazinguer. La construcción real mejoró esta idea, al menos a nuestros ojos.

PASOS DE RIEGO

Son unas obras de fábrica que reponen el paso de una acequia sobre la autopista y permite también el tránsito de personas. Su esquema estático es una viga contínua de dos vanos, de 24 m de luz, con un acartelamiento sobre la pila. El detalle poco frecuente consiste en que el acartelamiento se consigue elevando las almas de la sección transversal, desde 50 cm de canto a 1,10 m (Fig. 2).

La sección transversal permite el paso de un canalillo, por donde discurre el agua de riego, que de esta manera es fácilmente accesible en caso de atascos.

PASO TRACTOR Y PASO DE RIEGOS

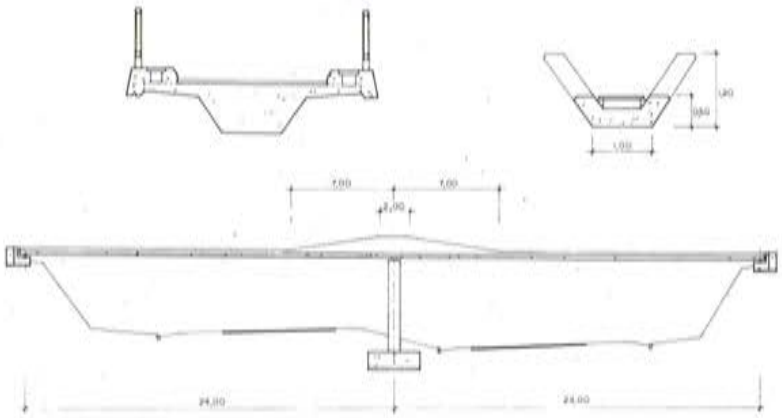


Fig. 2.

Los condicionantes para llegar a esta forma se derivaron de la necesidad de usar un encofrado "heredado" de otros pasos, denominados "de tractor". Debido a la imposibilidad de añadirle chapas por su parte inferior, se decidió engordar el canto por arriba, perdiendo así altura de barandilla.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

El resultado estético es de una gran esbeltez, además de su forma diferente que provoca la curiosidad de los usuarios de la Autopista. (véanse fotografías 1 y 2).

Foto 1.
Paso de riego

Foto 2.
Paso de riego

PASO EN ENLACE DE MARIN

Son dos puentes que permiten el paso de los tránsitos de entrada y salida de la Autopista sobre la Autovía Marín-Pontevedra, además de una zona ocupada por una tubería de vapor de la vecina fábrica de celulosas y por la previsión del ferrocarril Pontevedra-Marín. (Fotografía 3).

Foto 3.
Enlace de
Marin

Debido a la funcionalidad del enlace, la obra que recoge el paso de cuatro ramales, se retuerce, tanto en planta como en alzado, para acompañar las circulaciones. Por ello, la sección va variando en ancho y se bifurca sobre las pilas intermedias. (Fotofrafía 4).

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Foto 4.
Enlace de
Marin

Las secciones transversales corresponden a losas aligeradas con forma exterior idéntica a los pasos usuales sobre la Autopista, lo cual permite aprovechar el encofrado exterior.

El problema importante que se planteaba era el apoyo intermedio, deseable por motivos económicos, pero problemático por las fatales condiciones del terreno, constituído por rellenos de mala calidad afectados por las mareas.

Esta condición nos forzó a disponer de estribos de tierra armada, en los cuales son probables asientos importantes, según los geotécnicos. Debido a ello no pudimos dar continuidad a las losas y, para evitar además feos dinteles sobre las pilas, dispusimos unos apoyos a media madera, con rótulas plásticas para ahorrar canto de losa. (Fig. 3)

Fig. 3.

El problema siguiente era la falta de espacio físico para cimentar en varias filas de pilotes, por la proximidad de la tubería de vapor. Por ello dispusimos una sola fila de pilotes verticales y proyectamos los fustes como péndolas, doblemente articulados con rótulas plásticas, para que no transmitiesen cargas horizontales ni momentos. De esta manera sólo había rigidez a efectos horizontales en los estribos, que unimos a las losas mediante rótulas plásticas.

En resumidas cuentas, se generó una obra sumamente delicada en construcción, por la acumulación de elementos articulados, y que sólo es estable en su situación final, que resolvía todos los problemas citados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Puente de ferrocarril, sobre el río Cadagua

Manuel Juliá Vilardell
Dr. Ing. de Caminos

1. ORIGEN Y SITUACION

En el PK 5/758 de la línea de ferrocarril de Bilbao a Santurce existe un puente metálico de unos 70 metros de luz, y tablero inferior que presenta un avanzado estado de deterioro, por causa de la corrosión, debida al alto grado de humedad, y elevado índice de contaminación ambiental del entorno. Para resolver el problema RENFE anunció un concurso de proyecto y obra para la substitución del citado puente, el cual se adjudicó a la solución que se describe seguidamente.

2. LOS CONDICIONANTES DEL PROBLEMA

En la concepción de la estructura influyeron los siguientes condicionantes:

a) El lecho del río es un terreno de muy baja calidad, a efectos de cimentación, pues está formado por una capa de rellenos y fangos muy compresibles, de unos 20 metros de potencia, que recubren unas calizas margosas fisuradas, denominadas "cayuelas" en la zona de la obra.

Puede presentarse el fenómeno de rozamiento negativo en las cimentaciones profundas.

b) Existe carrera de marea, que puede cifrarse en unos tres metros.

c) El puente debe soportar un tráfico de ferrocarril, muy intenso, en dos direcciones, que hay que mantener. El estudio de la interferencia de la obra con el servicio, aconsejó una variante en curva que, además de mejorar el trazado existente, permitía construir el nuevo puente adosado al tramo metálico, y eliminaba todos los problemas de interferencias.

d) La lámina de agua, en la pleamar viva, dista menos de 1,50 metros de la cota del carril. Existe, además, un cierto tráfico de barcazas, que hay que respetar.

e) El grado de agresividad ambiental, es muy elevado y está aumentado por la presencia de los humos de una central térmica inmediata al puente.

f) Además de estos factores, propios del presente caso, la solución debe considerar obviamente, la economía y estética de la obra, tratando de armonizarlas en lo posible, dentro de los límites de un concurso.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

3. LA SOLUCION ADOPTADA

De entre todas las condiciones citadas, la más influyente es, sin duda, la escasa distancia entre el nivel del agua y la cota del carril (Figura 1), que obliga a invertir la situación relativa, óptima, entre la superficie de sustentación de las vías y los elementos portantes longitudinales. Así, en lugar de estar situada en la parte superior de éstos, debe trasladarse, colgándose, a su zona inferior. Surge, inevitablemente, una sección transversal en artesa.

La modulación longitudinal de la estructura es consecuencia de un compromiso entre el coste del tablero y la dificultad de la cimentación. Así, minimizando los problemas de cimentación, se obtenía un vano único, de unos 70 metros de luz que se descartó, tanto por el elevado coste del tablero, como por el desagradable efecto estético que creaba su enorme canto. Un único punto de apoyo, en el centro del cauce, presentaba el problema de acceder, económicamente, a él, sin alterar excesivamente el desagüe del río.

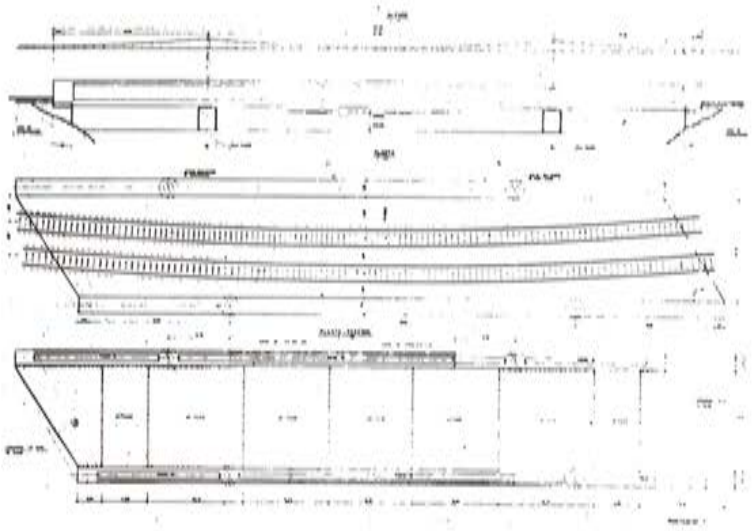


Fig. 1. Alzado y plantas del puente

En definitiva se adoptó un tramo de tres luces, con los apoyos intermedios próximos a la orilla, a los que se accede mediante unas penínsulas provisionales formadas por un relleno tablestacado. El puente es, longitudinalmente, un tramo continuo de 15 + 37 + 15 m.

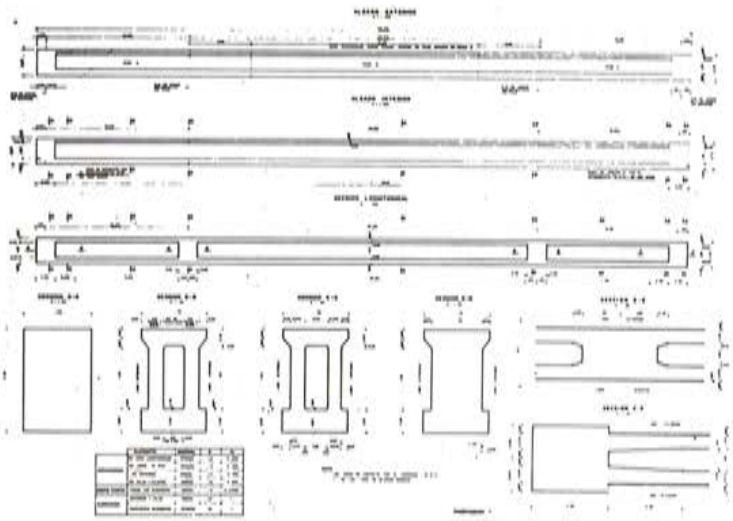


Fig. 2. Fases de hormigonado

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

En el sentido transversal, se han dispuesto dos vigas de borde, de 2,75 m. de canto, que sustentan la losa del tablero de 0,55 metros de espesor. La distancia entre ejes de vigas es de 12,45 metros, quedando un gálibo libre horizontal de 10,70, que permite inscribir las dos vías de ferrocarril, en curva. En planta existe un esviaje de 70°, aproximadamente.

El proyecto ha estado condicionado por el proceso constructivo, de tal modo que, la necesidad de simplificar cimbra y encofrados, reduciendo su coste, ha conducido a que la estructura sea evolutiva, y viceversa, el aprovechamiento de la capacidad resistente de las estructuras parciales, ha marcado unos rítmos de obra precisos e inalterables, con diez fases de actuación sobre los cables de pretensado y anclajes.

Cada viga se ha hormigonado en tres fases, y la losa transversal en cinco. (Figura 2).

4. EL PRETENSADO

Existen cuatro familias de cables de pretensado. La longitudinal está formada por 12 cables de 12 T 15, en cada viga (Figura 3). La losa está pretensada, en sentido transversal, con un cable de 12 T 15 cada 0,50 metros (Figura 4), cuyos extremos son, alternativamente, activos y pasivos.

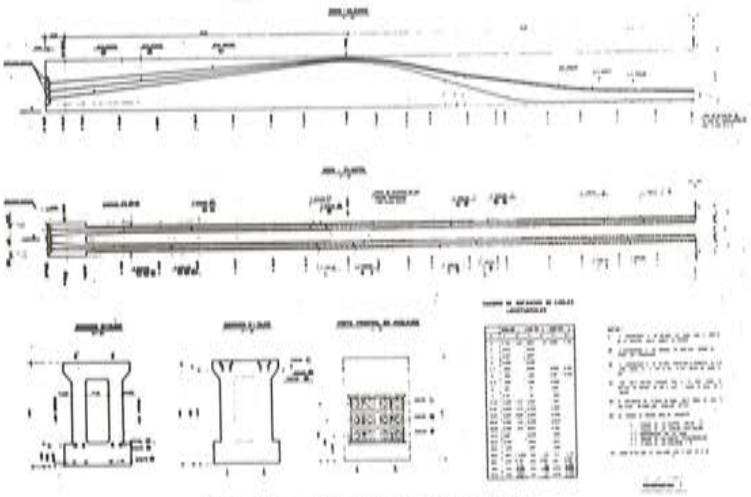


Fig. 3. Pretensado longitudinal

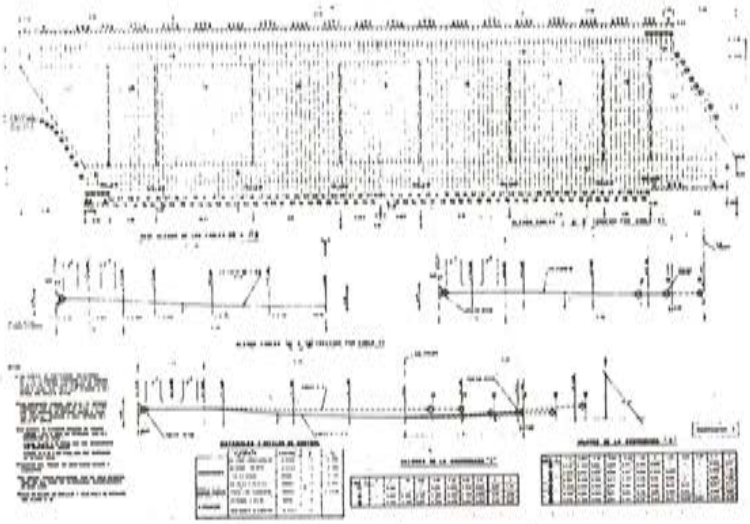


Fig. 4. Pretensado transversal

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

La tercera familia la forman los cables de pretensado vertical de las almas de las vigas, (Figura 5) que transmiten las cargas a la cabeza de compresión.

Finalmente, la cuarta familia la constituyen los cables de anclaje, ya provisional, ya definitivo, de vigas y losa, al estribo.

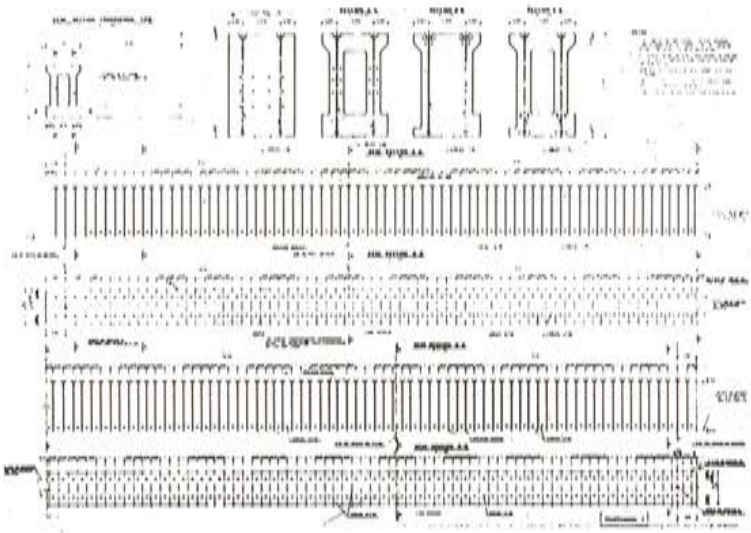


Fig. 5. Pretensado vertical de las almas de las vigas

5. DETALLES DEL PROYECTO Y DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

5.1. Cimentaciones

Los estribos están cimentados sobre pilotes de 1,00 metros de diámetro. Los apoyos intermedios se materializan mediante pilas-pilote, de dos metros de diámetro. En su coronación, un aparato de neopreno-teflón, deslizante bidireccional, proporciona el apoyo definitivo (Figura 6), mientras que unos redondos de ϕ 30 aseguran un anclaje rígido provisional, entre la viga y la pila-pilote, durante la construcción de las vigas.

Tanto los pilotes de estribos, como las pilas-pilotes, se hormigonan con camisa perdida de 2 m/m de espesor, para minimizar los efectos del rozamiento negativo de los fangos. Su longitud es de 28 metros.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Fig. 6. Detalle apoyo en pilas.

Fig. 7. Viga aguas arriba. Cimbra, encofrado talón en vanos laterales.

5.2. Vigas longitudinales

El exiguo espacio existente entre el puente y la lámina de agua obligó a que la cimbra, para el hormigonado de las vigas, tuviera que colocarse sobre éstas, colgando de ella el encofrado. El apoyo de la cimbra, en correspondencia de las pilas, se efectuó sobre una parte, una dovela, de la propia viga, anclada rígidamente a la pila-pilote mediante los redondos anteriormente indicados.

La construcción del tablero comenzó por el hormigonado de las cuatro dovelas, de dos metros de longitud, sobre cada pila, (Figura 7). Con esta disposición se evitaron los problemas que aparecían para apoyar la cimbra en las pilas, con elementos que debían atravesar el fuste, en una zona muy armada.

En ese momento se retiraron las penínsulas, de acceso a las pilas restableciendo el cauce. La cimbra y los encofrados transmitian una carga de 50 toneladas por apoyo en cada pila. Era una estructura metálica, articulada, y atirantada, formada por módulos comerciales.

Una vez colocada se procedió al hormigonado de la viga en tres fases. Los dos vanos laterales y el central. Las juntas con las dovelas sobre pilas se picaron con martillo, y se hormigonó contra ellas. Al encofrado se le dotó de la contraflecha oportuna.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

El desencofrado se realizó después de tesar un tercio de los cables longitudinales, con lo que las vigas adquirían la capacidad de soportar la carga de peso propio del tablero. (Figura 8).

Fig. 8. Viga aguas arriba, antes de desencofrar el fondo.

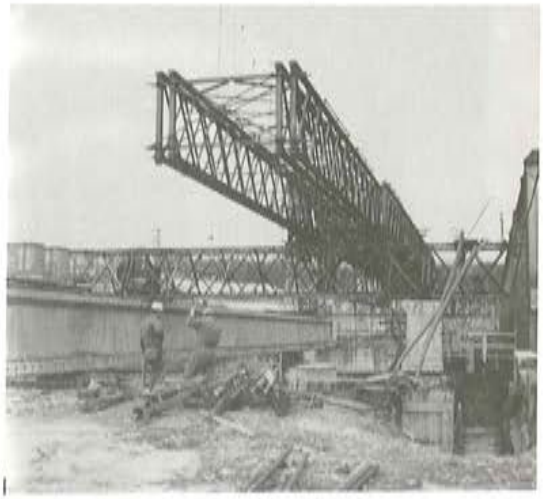


Fig. 9. Cimbra

A esta operación siguió el tesado de los cables verticales de las almas, y los de anclaje provisional de la viga a los estribos. Estos últimos tienen por misión evitar el vuelco de la viga cuando reciban las cargas excéntricas del tablero, y se tesa contra unos calces que acuñan la cara inferior de la viga contra el estribo.

5.3. Movimiento de cimbra

Para hormigonar la segunda viga, muy próxima al puente metálico, se procedió al traslado de la cimbra, sin desmontarla.

Para ello se dotó a los apoyos de la cimbra, sobre pilas, de unos carretones de rodillos, desplazándola en el sentido longitudinal, sobre la viga recién terminada, unos 8 metros, hasta que quedaran enfrentados con las pilas de aguas abajo.

Mediante gatos y castilletes, fue elevada a la altura necesaria para situarla sobre dos estructuras metálicas que formaban el camino de rodadura para cruzar el vano (Figura 9).

Situada en su nueva posición, se descendió y apoyó en las dovelas.

Mientras tanto, se cortaron los redondos de anclajes entre las pilas y la viga, con soplete, quedando ésta apoyada sobre los aparatos definitivos. Los apoyos sobre pilas son deslizantes, en todas las direcciones de un plano, con objeto de reducir al mínimo las cargas horizontales sobre aquellas.

El tablero, trabajando en su plano, es el encargado de transmitir dichas acciones a los estribos. Para ello hay previstos apoyos contra un plano vertical, en los lados de los muros de coronación de estribos, elementos necesarios para descargar a los apoyos horizontales del esfuerzo tangencial, importante, derivado de la fuerza centrífuga. En la figura 10 se observa la viga exenta.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Fig. 10. Viga aguas arriba. Viga aguas abajo antes de descimbrar

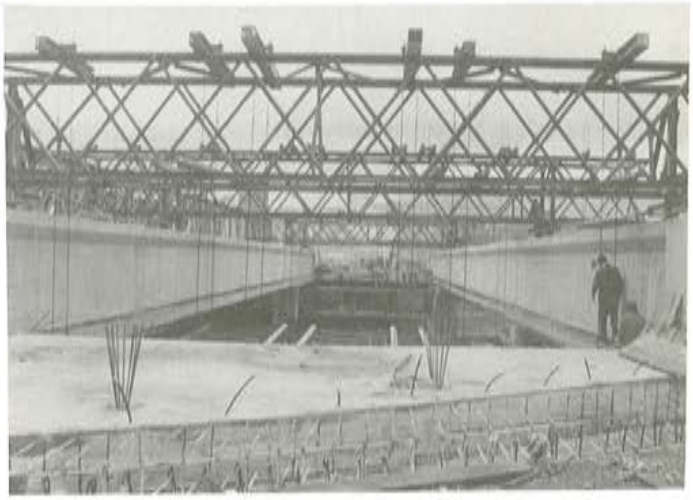


Fig. 11. Primera fase de hormigonado de la losa

5.4. Losa del tablero

Terminada la segunda viga, con el proceso de construcción ya descrito, se procedió al hormigonado de la losa entre ellas.

Esta operación se efectuó en cinco fases, cuatro de ellas dobles, simétricas, de los estribos al centro, y la última, única, de cierre en el eje del tramo central.

Con ello se reutilizaran los elementos de encofrado, que colgaban de dos pórticos, móviles, que discurrían sobre las vigas.

La primera fase de losa tiene un borde apoyado y anclado al estribo (Figura 11). Los cables transversales se tesan en dos fases. En la primera alcanzan el 25% de su tensión final, y confieren a la losa la resistencia para peso propio.

Una vez terminado todo el tablero, se retesan a la totalidad del esfuerzo, que es de 200 ton. por cable. (Figura 12).

Este escalonamiento en el tesado se debe a dos razones: En primer lugar, para disminuir las deformaciones diferidas, evitando altas compresiones en hormigones jóvenes, y en segundo lugar, para acercarse en lo posible a la distribución óptima del pretensado transversal que, como se pone de manifiesto en los cálculos, ocurriría si se pudiera tesar todos cuando toda la losa estuviera terminada. En efecto, si se tesaran todos los cables, a toda su potencia, en un solo escalón, las últimas fases trasvasarían gran parte de su esfuerzo a las adyacentes, sin recibir compensación por parte de los cables de éstas.

Así se procede hasta terminar el tablero.

Fig. 12. Pretensado transversal.

Fig. 13. Puente terminado

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

5.5. Terminación de las obras

Cuando se terminó el tesado de la 1ª fase de los cables transversales de losa, se procedió al desenclavamiento de los cables de anclaje provisional de las vigas al estribo, y al tesado de los cables de anclaje definitivo, que están centrados, atravesando el apoyo de neopreno.

La liberación de esta coacción a giro, según el eje longitudinal de la viga, fue consecuencia de los resultados del cálculo; en principio se había previsto que las vigas estuvieran coaccionadas siempre, para mayor rigidez transversal de la losa. No obstante los esfuerzos de torsión, que se originaban no podían ser resistidos, por lo que se desechó tal empotramiento a torsión.

En consecuencia, en fase de servicio, la rigidez a torsión de las vigas proviene de la interacción con la losa, y del esviaje, que impide las deformaciones simétricas según el eje longitudinal. Con ello, a costa de un incremento de esfuerzos de flexión positiva en el centro de la losa, se consigue que las vigas acepten la torsión que genera los flectores negativos de los bordes, del tablero que, a su vez, disminuyen comparativamente con las que aparecerían, de mantenerse la coacción a torsión.

Las obras se terminaron con el retesado de los cables transversales, y el tesado de los 2/3 restantes, longitudinales, de las vigas.

Finalmente se procedió al tendido de vía y a la puesta en servicio. (Figs. 13, 14 y 15).

Fig. 14. Tendido de vía

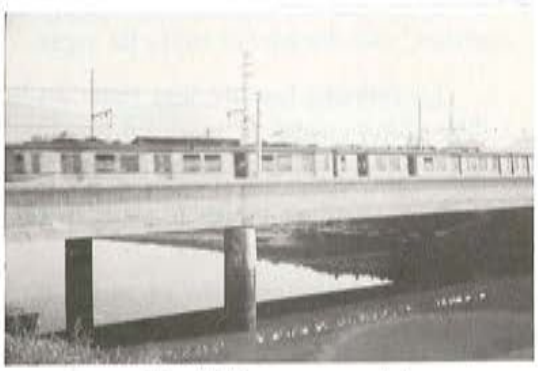


Fig. 15. Puesta en servicio

6. MATERIALES Y CUANTIAS

El hormigón de tableros es del tipo H–350. Los estribos son de H–250, y las pilas y pilotes de H–200.

El pretensado, sistema Freyssinet, está formado por torones de 13 y 15 m/m, agrupados en anclajes de 12, o bien monotorones.

La superficie del tablero es de 1.000 metros cuadrados, con 0,98 m^3/m^3 de hormigón, 47 kg/m^2 de acero activo y 50 kg/m^2 de acero pasivo A – 4.600.

El tablero se asimiló a un emparrillado, en las sucesivas fases evolutivas y en servicio comprobándose, además, este último estado, por el método de las bandas finitas. Para determinar los coeficientes de impacto se obtuvieron los períodos fundamentales de vibración de los primeros modos de flexión preponderante longitudinal y transversal respectivamente.

El proyecto fue redactado por el autor de esta comunicación, en Enero 1978 y la construcción se realizó entre Octubre de 1980 y Agosto de 1981 por la empresa Cubiertas y MZOV, S.A. Como ingeniero encargado, por parte de RENFE actuó D. Torcuato Vega.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Cubeto de seguridad, de hormigón pretensado, para un depósito de amoniaco líquido de 10.000 t

Ramón Merino Vila
Dr. Ing. de Caminos

El proyecto comprende la cimentación y el cubeto de seguridad para un depósito metálico, éste diseñado y construido por otros, para almacenar 10.000 t de amoniaco líquido, en la Factoría de Enfersa en Avilés (Oviedo).

Este proyecto lo realiza IBERINSA para Enea, agrupación temporal de Entrecanales y Távora, S.A. y Auxini.

A la vista de los resultados del estudio geotécnico realizado y del delicado contenido del depósito, se ha adoptado como solución más idónea para su cimentación, una de tipo profundo, a base de pilotes de ϕ 1,00 m, fabricados in situ, que se empotran en un estrato resistente que aparece a unos 20 m de profundidad.

La cimentación lleva 58 pilotes ϕ 1,00 m, 44 en malla rectangular de 3,40 x 3,40 y 24 en la corona exterior de R = 15,03 metros.

La losa de encepado tiene 32,00 m de diámetro y una altura de 1,20 metros.

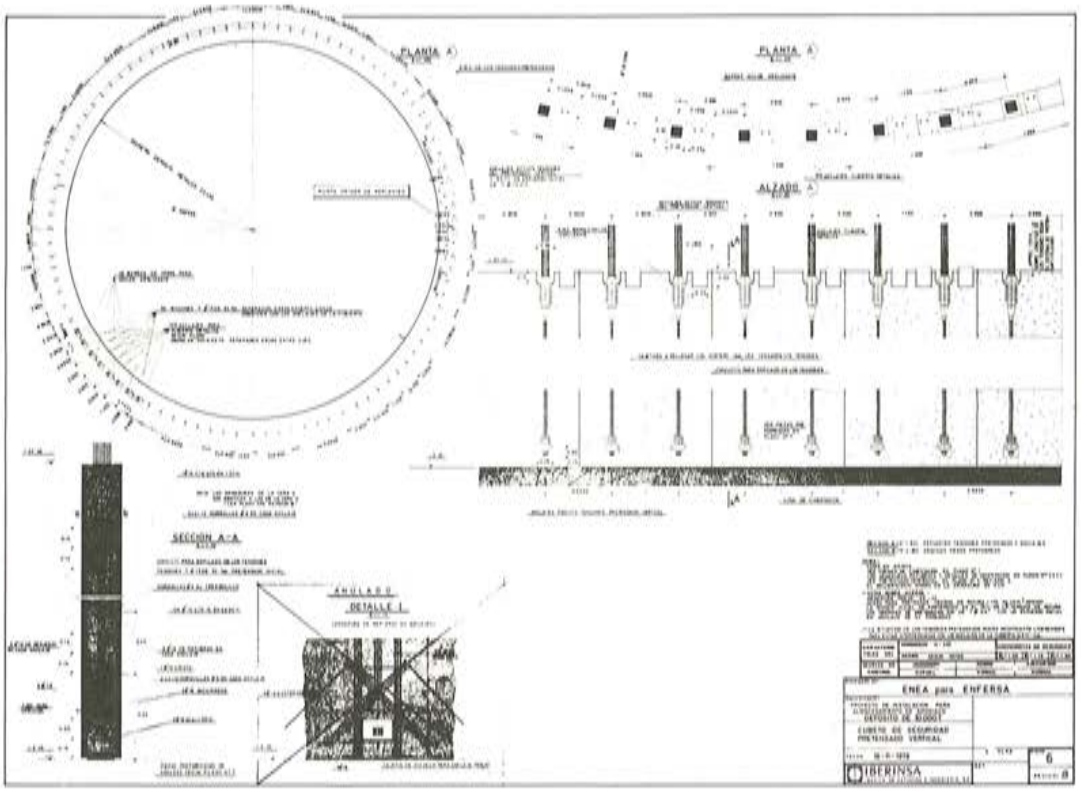
Para el cubeto de seguridad, dado el contenido del depósito y que dicho cubeto debe asegurar una absoluta estanquidad, se ha adoptado, como solución más idónea, la de un cilindro de hormigón pretensado, con cable continuo, con diámetro interior de 15,03 m y espesor de pared de 30 cm, uniforme en toda su altura, que es de 25,00 metros.

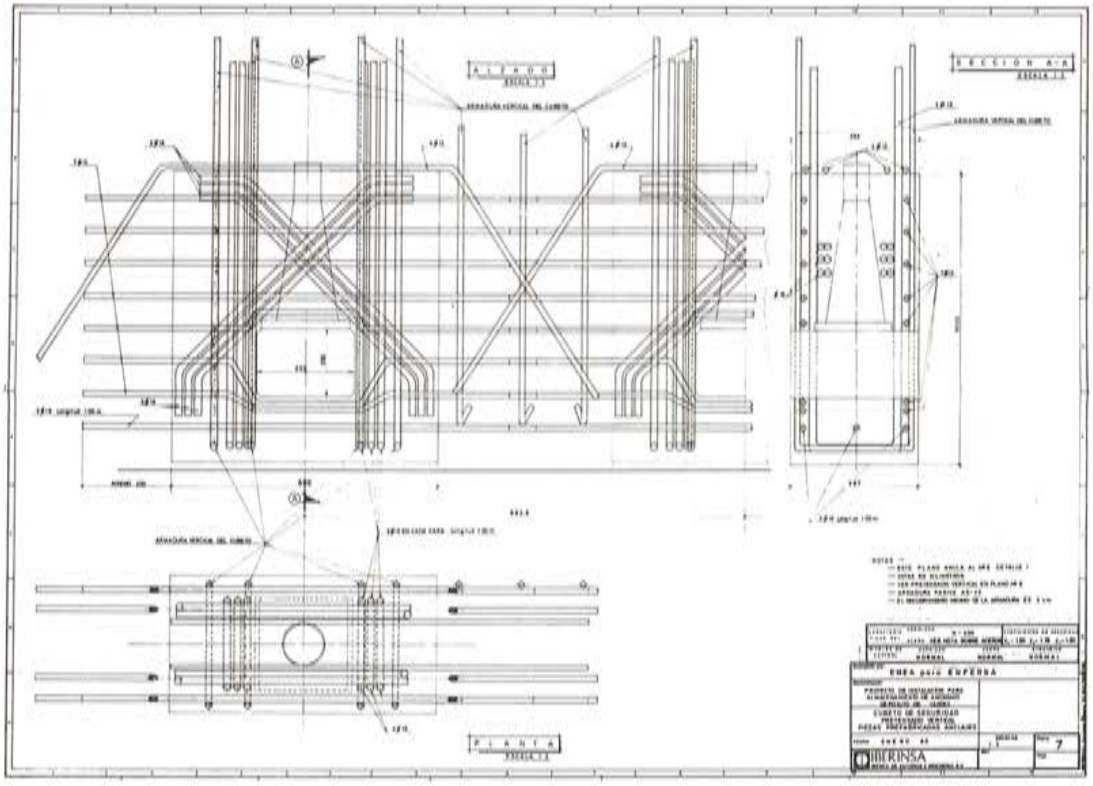
La lámina cilíndrica que constituye el cubeto de seguridad, apoya sobre la losa de cimiento mediante una banda de neopreno de 200 x 20 mm, que permite el movimiento relativo de ambas mientras se realiza el tesado de la pared del cubeto, evitando así la aparición de efectos secundarios demasiado marcados durante el proceso de tesado.

Para asegurar la estanquidad en la zona de unión del cubeto con la losa de cimientos, se dispone un sellado con masilla elástica de thiocol, adecuada al líquido que contiene el depósito.

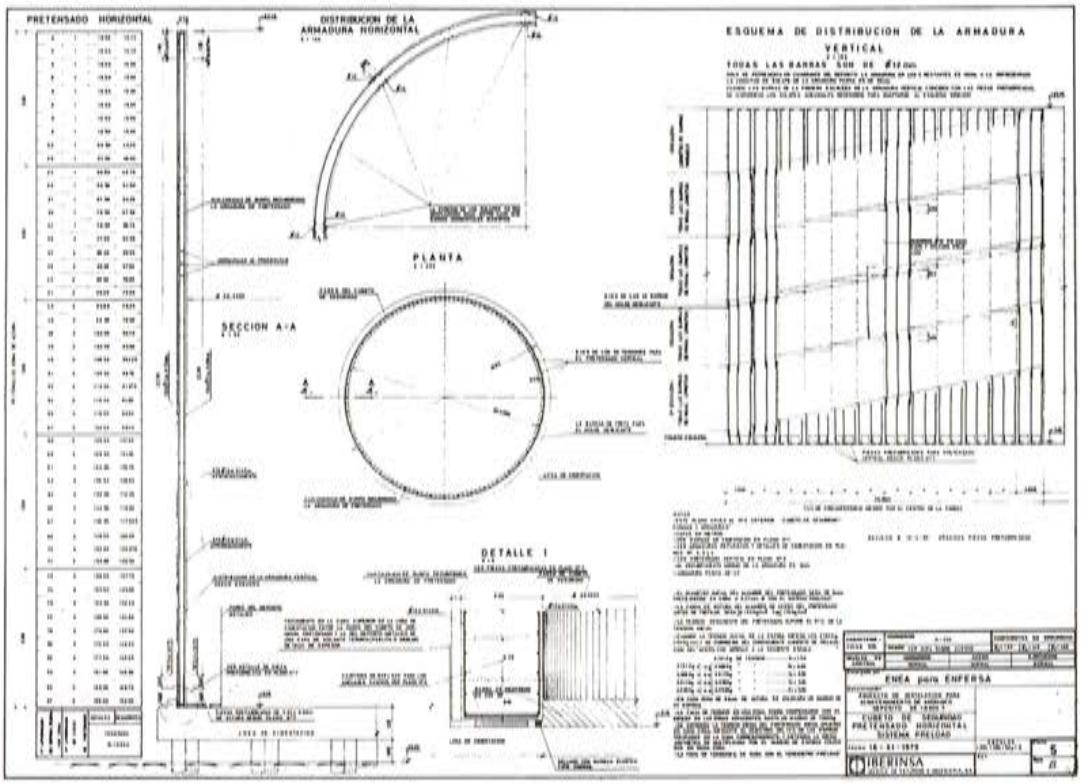
En principio, estaba previsto tratar toda la superficie del paramento interior de la pared del cubeto de seguridad, con un forro aislante que absorbiera o, al menos, amortiguara el choque térmico que produciría el contacto del amoniaco líquido a $-33°C$ con las paredes del cubeto a $+35°C$. Este recubrimiento se realizaría con una capa de 6 cm de hormigón de perlita, o similar, colocado por gunitado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026





Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026



Si se construye primero el depósito metálico y luego el cubeto, la aplicación de la capa aislante por gunitado es casi imposible, dado el escaso espacio de que se dispone; y si se invierten los órdenes de construcción, se puede dañar la capa aislante, blanda, durante la construcción del depósito metálico.

A la vista de estas dificultades, se decidió suprimir la capa aislante y estudiar el cubeto de seguridad de acuerdo con nuevos criterios de diseño.

En el proyecto primitivo se consideraba un aislante térmico y sólo un pretensado horizontal para limitar las tensiones y la fisuración de la pared de hormigón del cubeto.

El nuevo criterio de diseño, consiste en limitar la profundidad de la zona traccionada de la pared del cubeto, a 1/3 de su espesor total, suprimiendo el aislamiento térmico y dando un pretensado vertical, además de aumentar el pretensado horizontal primitivo en lo necesario para obtener la distribución de tensiones indicada.

La combinación de las hipótesis de peso propio, empuje hidrostático del amoniaco, pretensados y esfuerzos térmicos, produce una distribución lineal, no uniforme, de tensiones en la pared de hormigón; consiguiéndose que la zona comprimida sea 2/3 del espesor total, cuando la presión resultante de combinar las hipótesis de pretensado y empuje hidrostático (en su caso) sea de unos 27 kg/cm^2.

Consecuentemente, se disponen una serie de tendones verticales para obtener la compresión media calculada.

El pretensado horizontal se había obtenido de forma que la tensión de pretensado, menos 1,25 veces la tensión producida por el empuje hidrostático, diera una compresión residual de 10 kg/cm^2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Para la nueva solución, no se ha estimado necesario considerar el coeficiente de mayoración 1,25 para el empuje hidrostático; calculándose el pretensado horizontal necesario de forma que la tensión de pretensado menos la tracción producida por el empuje hidrostático sea igual a 27 kg/cm².

Con este nuevo criterio, se ha aumentado el pretensado horizontal, resultando aproximadamente un 10 por 100 mayor que el primitivo.

A pesar de este aumento en el pretensado horizontal, y el pretensado vertical añadido, se consiguió una apreciable economía en el costo total del cubeto.

Distribución de temperatura en la pared del cubeto

Temperatura ambiente: 35°C (extrema para cálculo).

Temperatura del amoniaco: – 33°C.

Caída de temperatura en el gunitado de 4 cm: 18°C.

Caída de temperatura en la lámina de hormigón: 50°C.

Esta caída de temperatura se reduce a 35°C cuando la temperatura ambiente es de 15°C.

Cálculo de las tensiones en la pared del cubeto

1.- Tensiones verticales sin pretensado

En la parte superior del depósito (peso propio despreciable).

Profundidad de la zona comprimida: 5,8 cm.

Con $E_b = 240.000$ Kg/cm².
$E_a = 2.100.000$ Kg/cm².

Coeficiente de dilatación térmica: 10^{-5}/°C.

Gradiente térmico: DT = 50°C.

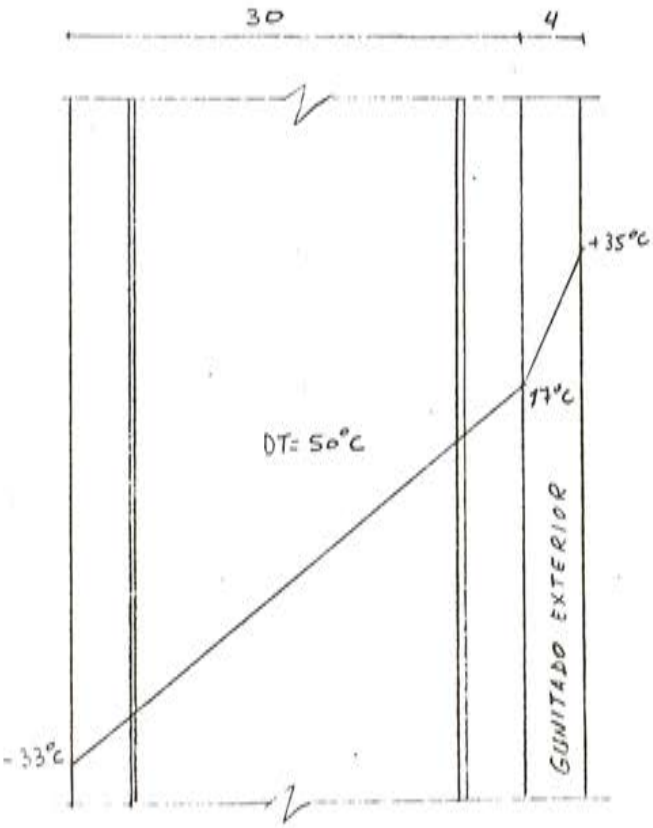
Tensiones resultantes:

$\sigma_b = 20{,}6$ Kg/cm².

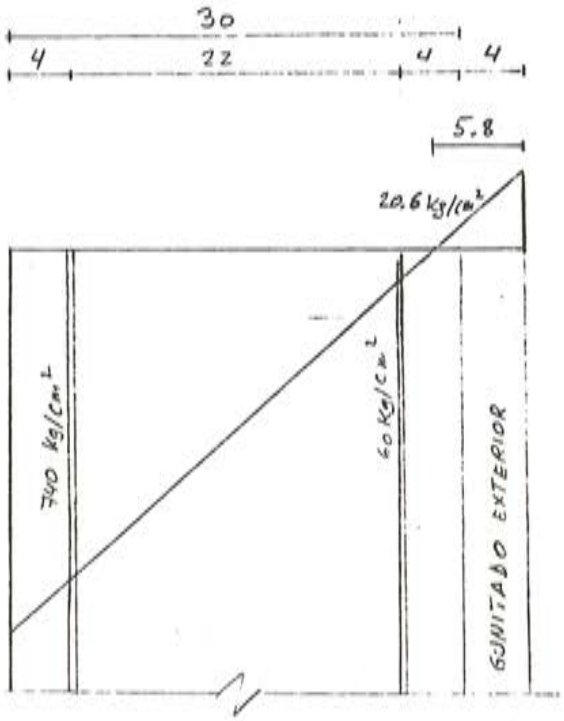
$\sigma_a = -740$ Kg/cm² (capa interior, tracción).

$\sigma'_a = -60$ Kg/cm² (capa exterior, tracción).

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026



Distribución de temperaturas



Tensiones verticales. Estado 1

2.- Tensiones horizontales. Pretensado horizontal y empuje del amoniaco

Compresión en el hormigón: 10 Kg/cm² (sin efecto térmico).

Al añadir el efecto térmico, gradiente 50°C.

Profundidad de la zona comprimida: 14,3 cm.

Tensiones resultantes:

$\sigma_b = 50{,}5$ Kg/cm².

$\sigma_a = 480$ Kg/cm² (capa interior, tracción).

$\sigma'_a = 194$ Kg/cm² (capa exterior, compresión).

3.- Tensiones en la pared del cubeto (verticales y horizontales)

Con una compresión en el hormigón de 27 Kg/cm², la zona comprimida, teniendo en cuenta el gradiente térmico, se extiende a los 2/3 de la pared, es decir, la zona traccionada se reduce a 1/3 del espesor de la pared.

Zona comprimida: 22,6 cm.

Zona traccionada: 11,4 cm.

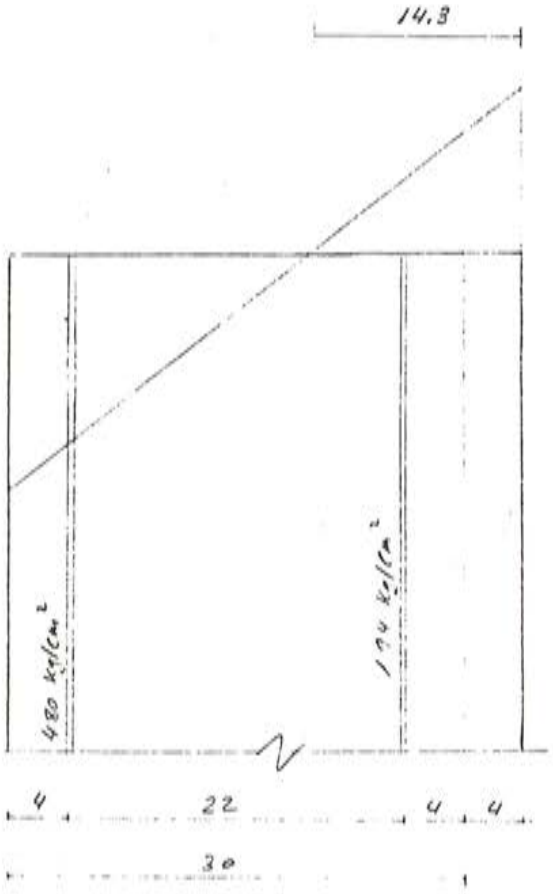
Tensiones:

Hormigón, cara exterior comprimida: $\sigma_b = 80$ Kg/cm².

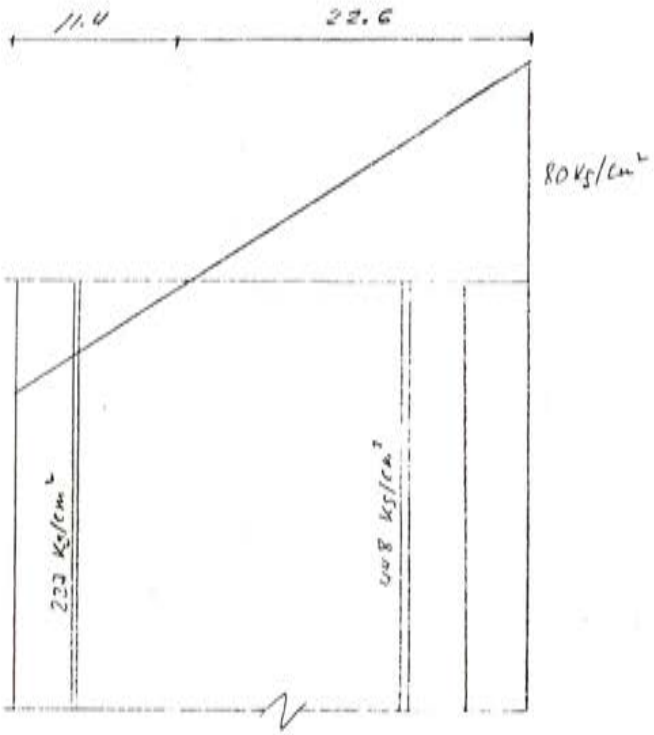
Acero tracción: $\sigma_a = 227$ Kg/cm² (capa interna).

Acero en compresión: $\sigma'_a = 448$ Kg/cm² (capa externa).

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026



Tensiones horizontales. Estado 2



Tensiones en la pared. Estado 3

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Pretensado vertical

Para conseguir 27 Kg/cm² de compresión en el hormigón, a cubeto vacío, el pretensado útil en servicio será de 81 t/ml.

El pretensado inicial se obtuvo suponiendo unas pérdidas por retracción, fluencia y relajación de 19 Kg/mm², equivalente al 16 por 100 de la tensión inicial de 120 Kg/mm².

Pretensado inicial: 81 x 1,16 = 96 t.

Se dispone un tendón 19 ϕ 7 ó 7 ϕ 0,5", cada 0,95 m; con lo que el número de tendones es de 100.

Longitud de los tendones: 25 m.

Pretensado horizontal

Se dimensiona el pretensado horizontal para que, en la zona en contacto con el amoniaco líquido, se tenga una compresión media de 27 Kg/cm², actuando el empuje hidrostático del amoniaco líquido.

El detalle de este pretensado está en el cuadro adjunto, donde se aprecia que las tensiones medias, en vacío, van desde los 10 Kg/cm², en los cuatro metros superiores, y 34 Kg/cm², a la altura de 21 m, hasta los 102 Kg/cm² a la altura 1 m; y a cubeto lleno, en los cuatro últimos metros la compresión es de 10 Kg/cm², y de 27 Kg/cm² en el resto.

PRETENSADO HORIZONTAL

SECC.	ALTURA	PRESION AMONIACO N (t/m)	PRETENSADO UTIL N_p (t/m)	N_p (total)	Cables	TENSIONES MEDIAS Kp/cm² Vacio	Lleno
1	4,00	0	30	120	68 ϕ 5	10	10
2	2,00	22	103	206	104 ϕ 5	34	27
3	2,00	44	125	250	139 ϕ 5	42	27
4	2,00	64	145	290	161 ϕ 5	48	27
5	2,00	86	167	334	185 ϕ 5	56	27
6	2,00	107	188	376	208 ϕ 5	63	27
7	2,00	127	208	416	230 ϕ 5	69	27
8	2,00	149	230	460	255 ϕ 5	77	27
9	2,00	170	251	502	278 ϕ 5	84	27
10	2,00	188	269	538	298 ϕ 5	90	27
11	2,00	210	293	586	326 ϕ 5	98	27
12	1,00	220	306	306	170 ϕ 5	102	27
T.	25,00	2.320 t		4.384 t			

Si se añade el efecto térmico, las tensiones son las indicadas en los apartados anteriores.

La tensión máxima, inicial, en el hormigón es de 120 Kg/cm².

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Materiales.

Hormigón: 715 m^3 de H - 300.

Acero pasivo: 71.000 Kg. de acero AE - 42.

Acero activo.

Pretensado horizontal.

Alambre ϕ 6 mm, trefilado hasta ϕ 5,27 mm.

Carga de rotura del acero: 170 Kg/mm^2.

Tensión inicial: 75 por 100 de la de rotura.

Sistema de pretensado: Preload

Acero consumido: 36.000 Kg.

Pretensado vertical:

Tendones de 7 ϕ 0,5"

Carga de rotura del acero: 190 Kg/mm^2

Tensión inicial: 75 por 100 de la de rotura.

Sistema de pretensado: CTT

Acero consumido: 14.400 Kg.

* * *

KORROSIONSVERHALTEN VON SPANNSTAHLEN
– Neue Forschungsergebnisse –
COMPORTAMIENTO A LA CORROSION DE LOS ACEROS DE PRETENSADO
– Resultados de las Nuevas Investigaciones –

El "Institut für Bautechnik" (Instituto Técnico de la Construcción) y la "Verein Deutscher Eisenhüttenleute" (Asociación Alemana de la Siderurgia) van a celebrar dos reuniones los días 7 y 8 de junio de 1983, en los locales del Internationalen Congress-Centrum de Berlín. La exposición de los diversos temas que serán tratados correrá a cargo de las siguientes personalidades: Dr. Ing. Nürnberger, Dr. Ing. Neubert, Dr. Ing. Isecke, Dr. Ing. Riecke, Dr. Ing. Uhling, Dr. Ing. Neisecke, Dipl. Ing. Müller, Dr. Ing. Russwurm, Dr. Ing. Kaesche, Dr. Ing. Manns y Dr. Ing. Rauen, de la Universidad alemana de Stuttgart y de centros de investigación estatales o de la industria privada.

Para una mayor información sobre todo lo relacionado con el desarrollo de este Congreso, cuyos idiomas oficiales con el inglés y el alemán, pueden dirigirse los interesados a:

Institut für Bautechnik –IfBt–
Reichpietschufer 72-76
D–1000 Berlín 30
Telefon: (030) 25 03 - 248 6 a
Verein Deutscher Eisenhüttenleute
Breite Strasse 27
D–4000 Düsseldorf
Telefon: (0211) 8894 - 303
Alemania.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Hipótesis de diseño que deben considerarse en proyectos de almacenamientos criogénicos y su aplicación a un depósito de 80.000 m^3 de capacidad

José Luis Rivas Zaragüeta
Ingeniero de Caminos
Servicios de Obras Especiales
AUXINI

La forma clásica de almacenar gases industriales es comprimiéndolos. Sin embargo las limitaciones resistentes de los materiales, cuando los recipientes alcanzan grandes dimensiones, hacen que por encima de presiones moderadas, el sistema no sea económico por necesitar de grandes espesores que hacen el almacenamiento inviable. La solución pues parece clara: licuar el gas y almacenarlo en forma líquida, pero aquí aparece otro problema; no es fácil encontrar materiales que se comporten bien estructuralmente a temperaturas criogénicas.

La criogenia, dicho sea de paso, es la rama de la física que estudia los fenómenos que tienen lugar a muy baja temperatura. Su etimología procede del griego al fusionar las palabras "Icryos", que quiere significar "frío helado" y "genes", generar o producir. Los almacenamientos criogénicos corresponden a estructuras diseñadas para aquellos productos cuyas temperaturas de ebullición a presión atmosférica caen dentro del rango criogénico, definiendo este como aquellas temperaturas por debajo de −100°C; llamando almacenamiento a baja temperatura a áquel que tiene lugar entre 0°C y −100°C; a ambos tipos de almacenamiento nos referiremos a continuación.

Entre los gases suceptibles de ser almacenados de esta manera, destacan el gas natural, butano, propano, propileno, amoniaco, oxígeno, nitrógeno, entre otros. Nos referiremos a partir de ahora al G.N.L. (gas natural licuado) por ser éste el de temperatura de ebullición más baja de entre los productos más comunmente almacenados.

1. DESCRIPCION GENERAL DE UN ALMACENAMIENTO CRIOGENICO

Para poder mantener el gas en el depósito en estado líquido y a baja temperatura, los depósitos se componen de cuatro elementos esenciales (Figura n° 1).

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

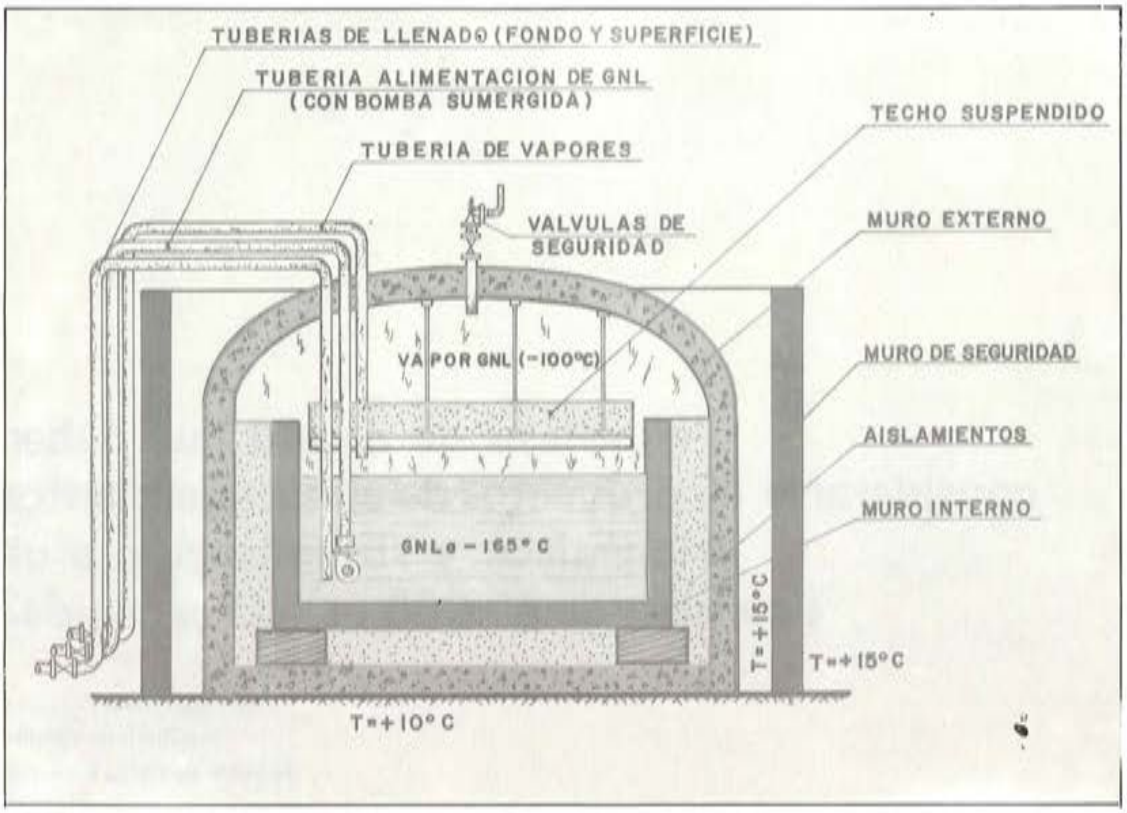


Fig. 1. Esquema simplificado de un almacenamiento de gas natural licuado.

a) El recipiente interno, que contiene el gas licuado a temperatura criogénica y separado de cualquier contacto con el exterior a través del aislamiento. Este contenedor primario está constituido por materiales aceptados y comprobados para que puedan trabajar en condiciones criogénicas, teniendo adecuadas características mecánicas y de estanquidad.

Los materiales usados para este contenedor son básicamente: el hormigón pretensado, la chapa de acero al 9% niquel, el aluminio y el acero inoxidable. Estos dos últimos quedan prácticamente descartados para su empleo en muros y fondo, por tener un coeficiente de contracción muy elevado y ser un material muy difícilmente soldable (el aluminio) o por razones económicas (el acero inoxidable es altamente costoso). Por tanto, los dos primeros son los más comunmente empleados.

b) El aislante, que rodea totalmente a este depósito interno y evita al máximo económico el aporte de calorías del exterior al G.N.L., disminuyendo por tanto la evaporación.

El recipiente criogénico es en muchos aspectos parecido a una "olla" en constante ebullición. En efecto, para poder mantener el equilibrio entre presión y temperatura, se prevé en un depósito de G.N.L. una evaporación máxima diaria, calculada y controlada, que suele oscilar actualmente alrededor del medio por mil de la capacidad total del depósito.

c) El recipiente externo, que sirve de contención al aislamiento, y es estanco a los vapores de G.N.L., estando normalmente a temperatura ambiente.

d) Finalmente, un muro llamado de seguridad, alrededor y concéntrico al depósito.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Aun cuando su función no es la contención primaria del producto, su diseño está vinculado estrechamente a la tecnología criogénica, pues debe proyectarse con fuertes requisitos de seguridad frente a derrames de G.N.L. procedentes de almacenamientos adyacentes, o frente a radiaciones térmicas de un depósito vecino; incluso debe resistir el impacto de un bazooka o arma terrorista convencional o contener un derrame masivo producido por la rotura del depósito.

La tendencia actual es la de incorporar las funciones del recipiente externo y del muro de seguridad en un muro único de hormigón pretensado; solución que ha dado en llamarse "depósito integral".

2. CONSIDERACIONES DE SEGURIDAD

¿Qué pasaría si en una gran terminal de almacenamiento un terrorista armado de un lanzamisiles disparara contra un depósito? O más sencillamente ¿Qué pasaría si en una tubería de gas a alta presión se disparara un vástago de una válvula, o un trozo de tubo saliera proyectado contra el depósito?

En el cuadro núm. 1 pueden apreciarse los espesores necesarios de hormigón y de acero, requeridos para resistir tales impactos; y muestra que los depósitos normales de pared metálica no pueden resistir estos efectos, siendo perforados; mientras que, por el contrario, una pared de hormigón es perfectamente apta.

Siguiendo en la línea anterior, después de la eventual perforación del depósito, el G.N.L. saldría a la atmósfera sin poder interrumpir su escape dado su baja temperatura, vaporizándose de inmediato y formando una densa nube de gas frío.

Profundos estudios se han efectuado de este fenómeno, que hoy constituye uno de los requisitos básicos para la implantación de terminales y la elección de soluciones. Sin ánimo de dramatizar, mencionaremos que, bajo ciertas condiciones atmosféricas desfavorables, la nube podría alcanzar dentro de los límites de inflamabilidad, superficies de varios kilómetros cuadrados, en los que teóricamente bastaría la menor fuente de ignición para ocasionar una catástrofe de dimensiones desconocidas. El alto nivel de radiaciones en un fuego de G.N.L. añade peligros potenciales por la posibilidad de que se propague el fuego a los depósitos adyacentes, ocasionando graves daños al personal situado en el área de influencia.

Este panorama, digno de una película catastrofista, tan de moda actualmente, no es tan fantástico como parece, y así la Asociación Americana de Seguros, ha pedido a la Comisión de la "National Fire Protection Association", organismo que regula en Estados Unidos este tipo de instalaciones, la colocación de dispositivos que automáticamente provoquen la ignición de la atmósfera explosiva dentro de los confines de la planta, en caso de siniestro. La propuesta no fué aceptada; pero ya resulta curioso que para un asegurador sea rentable destruir la planta completa y su contenido, antes que dejar a la nube viajar incontroladamente.

Es un hecho la tendencia mundial a aumentar la seguridad de las instalaciones, incluso por encima de los requerimientos específicos de Normas y Códigos vigentes, hasta el punto de que por la presión de Autoridades, opiniones autorizadas de distintos grupos, entre ellos los ecologistas y de protección del medio ambiente, grandes proyectos se encuentran actualmente paralizados en espera de mejorar su capacidad de respuesta a los nuevos niveles de seguridad requeridos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

CUADRO Nº 1

EFECTOS DE UN PROYECTIL SOBRE MUROS DE HORMIGON Y ACERO

PROYECTIL	HORMIGON			ACERO		
	MURO DE 30cm. DE ESPESOR			MURO DE ACERO DE 8mm. DE ESPESOR		
	X	E	M	X	E	M
PESO 140 Kg. VALVULA DE 12" DIAMETRO 40cm. VELOCIDAD 150m/seg.	5.5cm.	12cm.	15cm.	8mm.	27mm.	34mm.
PESO 9 Kg. TUBO DE 4" DIAMETRO 10cm. LONGITUD 4m. VELOCIDAD 55m/seg.	9.5cm.	24cm.	29cm.	8mm.	20mm.	34mm.
PESO 2.3 Kg. METRALLA DIAMETRO 6.4cm. VELOCIDAD 305m/seg.	7.5cm.	14cm.	17cm.	8mm.	27mm.	28mm.

X = PROFUNDIDAD DEL CRATER.

E = ESPESOR DEL MURO QUE SERA PERFORADO.

M = MINIMO ESPESOR DE MURO REQUERIDO PARA EVITAR PERFORACION.

FUENTE: N. ROUSZKY. CONSIDERACIONES DE SEGURIDAD PARA EL ALMACENAJE DE GASES LICUADOS.

Estamos en un estado de ebullición de esta tecnología; de forma que todavía no existen Códigos y Normas establecidos que, por su propio proceso de elaboración, requieren tiempos incompatibles con la presión social que generan los nuevos requisitos.

El concepto de seguridad es pues básico a la hora de evaluar las hipótesis de diseño de este tipo de almacenamientos.

Este concepto de seguridad, señalado hasta ahora en su faceta de "protección", queda complementado desde otro punto de vista con la faceta de "garantía de suministro de un servicio", o sea desde un punto de vista estrictamente funcional.

Para las acciones inherentes a la utilización del depósito, deberán cumplirse las prescripciones necesarias de seguridad, tanto para conseguir la protección de las vidas humanas, propiedades y entorno ambiental, como para que no se interrumpa el normal desarrollo de las actividades propias de la instalación.

Sin embargo, para determinados grados de severidad de algunas acciones extraordinarias cuya probabilidad de ocurrencia sea muy pequeña, puede admitirse que quede dañado el funcionalismo de la instalación, siempre que se garantice el mantenimiento del nivel de protección adecuado.

Es necesario pues establecer la consideración de dos niveles de seguridad, caracterizados por la respuesta mínima exigida a la estructura:

– Un primer nivel de severidad de las acciones, en el que se considerarán aquellos valores para los cuales se garantice la integridad del depósito desde el punto de vista de protección, admitiéndose la suspensión temporal de la operación del almacenamiento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

– Un segundo nivel de severidad de las acciones para el que la instalación debe seguir funcionando sin paralización de su operación, realizándose las reparaciones adecuadas sin necesidad de poner el depósito fuera de servicio.

3. HIPOTESIS DE DISEÑO

Los criterios de diseño que deben regir para el desarrollo de un proyecto de almacenamiento de productos a temperatura criogénica, deben basarse en los siguientes factores:

a) La naturaleza del gas licuado que se quiere almacenar: su composición química, densidad, temperatura de almacenamiento, límites de inflamabilidad, etc.

b) La presión del gas almacenado en estado de vapor y en equilibrio con el líquido.

c) La cantidad de gas licuado que se quiere almacenar.

d) La evaporación máxima permitida (boil-off).

e) La forma en que se realicen las pruebas del tanque para su aceptabilidad. En general, se efectúan pruebas hidráulicas y neumática del recipiente interno y prueba neumática del externo.

f) Aspectos relativos a la localización, tales como: datos meteorológicos, la posible agresividad del contorno, datos sobre el terreno, etc.

g) Finalmente, los aspectos referentes a acontecimientos imprevistos o indeseables, derivados de accidentes de origen interno o externo al depósito, tales como derrame G.N.L., fuego del contenido o de un depósito vecino, etc.

Entre las acciones que hay que considerar deben distinguirse las de *"carácter normal"*, que tienen lugar durante la vida o explotación del depósito, y aquellas de *"carácter excepcional"*, que procediendo a su vez de origen interno o externo al almacenamiento, solicitan la estructura ocasionalmente.

Analizamos a continuación las distintas acciones siguiendo el orden establecido en los cuadros núms. 2, 3 y 4.

3.1. Acciones normales durante la explotación del depósito.

Cúpula

– Cargas muertas, tales como el peso de la instalación colocada sobre el depósito y necesaria para su explotación.

– Cargas de nieve y viento, normalmente de acuerdo con las normas MV-101.

– Presión del gas en estado de vapor –variable entre 1.400 y 2.000 Kg/m^2.

– Cambios de temperatura en el espacio bajo la cúpula en relación con el ambiente exterior.

Muros

– Cargas transmitidas por la cúpula.

– Cargas debidas al viento.

– Presión hidrostática del líquido.

– Presión del gas para el recipiente exterior.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

CUADRO Nº 2
ACCIONES QUE DEBEN CONSIDERARSE EN EL PROYECTO DE UN ALMACENAMIENTO CRIOGENICO

ACCIONES	MAGNITUD DE LA ACCION
NORMALES	
PESOS Y CARGAS MUERTAS	
VIENTO Y NIEVE	NORMA MV-101
PRESION HIDROSTATICA	CON DENSIDAD = 450-550 Kg/m^3
PRESION DEL GAS	1.400-2.000 m/m c.a.
$\triangle$ TEMPERATURA	DE + 30°c a -165°c
ASIENTOS DIFERENCIALES	CARACTERISTICAS DEL TERRENO
SISMO DE DISEÑO	ESTUDIO LOCAL

- Fuerzas de fricción en la base de los muros, que restrinjan su deformación.
- Influencia de la temperatura criogénica, fundamentalmente debido a la diferencia de contracción térmica de los distintos materiales que constituyen los muros.
- Acciones temporales durante las pruebas del tanque.
- Asientos diferenciales.
- Efecto sísmico.

3.2. Acciones accidentales o extraordinarias de "Origen Interno"

a) Sobre-llenado

El líquido puede alcanzar el borde superior del muro del recipiente interno, en cuyo caso la presión hidrostática aumenta, así como la presión del gas, puesto que su espacio disminuye. El grave problema que se presenta, es la inundación del aislamiento entre muros, llegando G.N.L. al muro o recipiente externo, provocando un exceso de evaporación, y por lo tanto, de presión.

b) Sobre-presión

Los depósitos normalmente funcionan a una presión de operación variable entre 500 y 1.000 mm de c.a., pero disponen de dispositivos para evitar una sobrepresión, tales como

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

CUADRO N° 3
ACCIONES QUE DEBEN CONSIDERARSE EN EL PROYECTO DE UN ALMACENAMIENTO CRIOGENICO

ACCIONES	MAGNITUD DE LA ACCION
PRUEBAS	
HIDRAULICA	CARGA HIDRAULICA x 1.25
NEUMATICA	1.400 - 2.000 Kg / m^2
ACCIDENTALES	
SOBRELLENADO	LLENO HASTA EL BORDE SUPERIOR
SOBREPRESION	+ 0.3 BARES
VACIO	− 0.02 BARES
PUNTO FRIO	APLICABLE A 15m^2 ΔT = 200° c

válvulas de seguridad o discos de ruptura, que suelen estar tarados a la presión de diseño de la cúpula.

No obstante, se puede producir una sobrepresión o "roll-over", consistente en una producción excesiva de vapor, debida a una "estratificación" del líquido en el tanque, en dos o más capas de diferente densidad o temperatura. Como consecuencia de la evaporación que tiene lugar en la superficie de la capa superior más ligera, la densidad de esta capa llega a ser más grande que la de las subyacentes. Si esto sucede, el desplazamiento de las capas del líquido en relación unas a otras, puede dar lugar a condiciones excepcionales; el líquido más pesado se hunde, produciendo una elevación de las capas profundas hacia la superficie, dando lugar a la generación súbita de vapor a la que antes aludíamos.

c) Vacío

Puede producirse en el tanque como consecuencia de una descarga demasiado rápida del G.N.L., o del gas producido (boil-off), o como consecuencia de un cambio brusco de la presión barométrica. La cúpula debe resistir esta presión negativa, que suele oscilar entre 35 y 50 mm de c.a. para condiciones de explotación, llegando a 200 mm en el caso de emergencia.

d) Choque térmico por derrame

El muro externo o el de seguridad debe estar diseñado para resistir el "impacto térmi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

co" de frío, producido por un derrame de G.N.L., o sobre-llenado, o incluso por fallo súbito total o parcial del muro interno.

También puede producirse un "punto frío" en el muro externo, como consecuencia de un puente térmico a través del aislamiento, que se traduce en la aparición de manchas de hielo y progresivo deterioro del mismo.

Relatamos la película de los hechos: —Cuando el G.N.L. impacta en la pared del muro externo, al primer contacto, cierta cantidad de calor será extraida del hormigón, por lo que se producirá una evaporación momentánea. La superficie de contacto, obviamente, descenderá de temperatura, desarrollándose una considerable diferencia de ésta en relación con los puntos situados dentro del hormigón. Esta diferencia descenderá a medida que pase el tiempo. Las tensiones térmicas que tienen lugar en la cara fría son más altas que la suma de las tensiones debidas al pretensado vertical del muro y a la capacidad última a rotura del hormigón a tracción; por lo que necesariamente el muro tiene que fisurarse. En efecto, aparecerán fisuras de muy poca anchura en la parte fría, cuya profundidad estará limitada por la distribución de temperatura. Las altas tensiones térmicas desaparecerán debido al desarrollo de las fisuras y la sección fisurada actuará solo como un "aislante" de hormigón.

El pretensado actuará entonces en la porción de la sección no fisurada, siendo la compresión que transmita al hormigón inversamente proporcional al espesor de la referida zona. Las grietas irán avanzando en profundidad hasta que se consiga el equilibrio entre las tensiones térmicas y la suma de la resistencia última del hormigón a tracción y la compresión de pretensado en la sección no fisurada de la pared.

A modo de ejemplo, veamos a continuación los resultados de los cálculos referentes a la distribución de temperatura para un muro de seguridad de 40 cms de espesor que es expuesto súbitamente a G.N.L. Se deduce de este diagrama (Figura 2) que después de media hora, la diferencia de temperatura en los primeros 40-50 mm de espesor del muro, es aproximadamente 130°C; lo que constituye una condición extremadamente severa para esta capa de hormigón. Podemos ver también como el estado permanente aparece después de 64 horas. El espesor de la zona no fisurada debe estar comprendido entre un 30 y un 50 por 100 del espesor total del muro.

Debido a la diferente contracción de las armaduras y del hormigón, aparece un efecto de postensado sobre el hormigón, debido a la mayor contracción térmica de aquéllas.

Es evidente que un muro de seguridad, después de haber sufrido un choque térmico como el relatado, queda totalmente inservible para el futuro, debido a que, además, la situación muy posiblemente se agravará por el fuego que probablemente se produzca en el interior del depósito, en caso de un derrame masivo de G.N.L.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

DISTRIBUCION DE TEMPERATURA EN FUNCION DEL TIEMPO
EN UN MURO DE 40 cm. DE ESPESOR SOMETIDO BRUSCAMENTE
A G.N.L

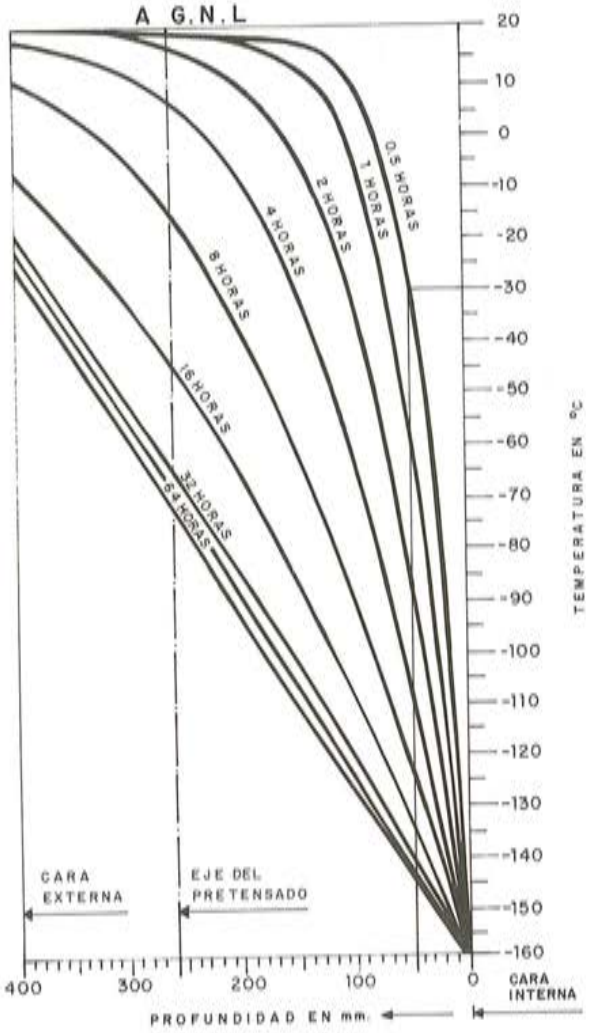


Fig. 2.

e) Impacto mecánico del líquido

Si un tanque falla repentinamente, estará sometido, además de al choque térmico apuntado anteriormente, a un impacto mecánico por la carga hidrostática del mismo, siendo la magnitud del impacto proporcional: a la distancia entre el tanque y el muro, al nivel del líquido y a la densidad del mismo.

La cuantía de la acción que se debe considerar se determina, generalmente, mediante emsayos sobre modelo reducido; pero se puede considerar, con hipótesis muy conservadoras, que la carga en la base del muro es de 6 veces la hidrostática.

f) Fuego interno

Puede suceder también que el contenido del tanque se incendie debido a cualquier fuente de ignición. Incluso, en el caso de un derrame masivo de G.N.L., es aconsejable, por motivos de seguridad, prender fuego deliberadamente al contenido.

Obviamente, la temperatura se elevará varios cientos de °C, dependiendo del tipo de gas y de la composición de la mezcla gas-aire.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

El tanque debe permanecer intacto con esta "carga de fuego" y estanco por debajo del nivel del líquido del tanque que, lógicamente, arderá como una antorcha a medida que el nivel del líquido va descendiendo a razón de 0,3-1 m/h.

Se presentan aquí difíciles problemas para acometer el cálculo de las secciones del muro que se encuentran próximas a la superficie del líquido que está ardiendo. El gradiente de temperatura vertical entre la zona inundada por el líquido y la zona expuesta al fuego es, en un metro, o incluso en menor distancia, de varios cientos de °C. Esto produce unas tensiones en el hormigón difíciles de evaluar; pero en cualquier caso provocan la inmediata fisuración de las capas expuestas al fuego.

CUADRO N° 4
ACCIONES QUE DEBEN CONSIDERARSE EN EL PROYECTO DE UN ALMACENAMIENTO CRIOGENICO

ACCIONES	MAGNITUD DE LA ACCION
EXTRAORDINARIAS	
ROLL - OVER	+ 0.5 BARES
DERRAME DE G.N.L.	$\Delta T = 200°c$
IMPACTO MECANICO DEL LIQUIDO	6 x CARGA HIDROSTATICA
FUEGO INTERNO	
FUEGO EXTERNO	APROX. : 88.000 Kcal/h/m^2 DURANTE 6 HORAS
EXPLOSION EXTERIOR	0.3 BARES
G.N.L. EXTERIOR	$\Delta T = 200°c$ EN 6m. DE ALTURA
IMPACTO DE ELEMENTOS DE SABOTAJE	EN FUNCION DE LA LOCALIZACION
SISMO DE SEGURIDAD	ESTUDIO LOCAL DEL EMPLAZAMIENTO

En todo caso, sabemos que las estructuras de hormigón se comportan adecuadamente al fuego durante un número limitado de horas, pero suficiente para quemar o evacuar el contenido.

3.3. Acciones anormales debidas a acontecimientos de "Origen Externo"

a) Fuego externo

El muro de seguridad, o tercera pared, debe resistir también la radiación térmica producida desde un fuego cercano. La intensidad y la duración de la radiación dependerá de la altura y diámetro del recipiente donde se encuentra contenido el líquido que se queme y de la distancia entre el fuego y el muro. Esta intensidad de la radiación puede calcularse de forma bastante exacta; aunque, usualmente, se acepta una radiación de 88.000 Kcal/h/m^2, o similar, durante unas 6 horas, suponiendo que sea el contenido de un tanque el que arde.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Los recubrimientos antitérmicos que deben colocarse sobre el exterior del depósito, deben ser capaces de resistir esta radiación, impidiendo que la temperatura en el acero de pretensado sea superior a 200°C. Se pueden emplear como recubrimientos la gunita antitérmica o pinturas especiales que con espesor de 1.500 a 2.000 micras cumplen a plena satisfacción su misión protectora.

Es obligatorio en las plantas petroquímicas, la colocación de un sistema de distribución de agua de defensa contra incendios, que moje la cúpula y las paredes del tanque, dando así una protección adicional a los recubrimientos incorporados a la estructura.

Los efectos de un fuego exterior sobre el muro, son similares a los producidos en el caso de derrame de G.N.L. pero, lógicamente, a la inversa. La distribución de temperatura en la estructura es función del tiempo, y puede determinarse con la ayuda de la ecuación diferencial de Fourier, que contiene los coeficientes de distribución térmica.

El gradiente térmico en el muro dará lugar al desarrollo de fisuras en la cara interna del mismo; el equilibrio de tensión ocurrirá con una profundidad de grieta de aproximadamente 2/3 del espesor del muro, después de aproximadamente 5 horas.

Lógicamente, un muro expuesto a tal condición extrema, quedará inservible después de soportar esta radiación; pero habrá cumplido su misión de impedir que el fuego afecte al contenido en el tanque, produciendo una excesiva vaporización.

b) Explosión exterior

Puede darse el caso de que una explosión cercana afecte al tanque. Para un cálculo preliminar se puede adoptar una presión de 0,1-0,3 bares actuando sobre un lado del muro. Es importante comprobar también que las fuerzas de compresión que son ejercidas sobre el tanque, puedan transmitirse a la cimentación sin fallos del terreno ni de ningún elemento estructural.

c) Acceso de G.N.L. al exterior del tanque

Esta condición, que puede darse como consecuencia de un derrame en un tanque vecino, no parece condicionar excesivamente los requisitos de diseño. En primer lugar, muchos tanques se construyen elevados, por lo que la altura del muro afectada está limitada a unos pocos metros; y en segundo lugar, el recubrimiento de gunita antitérmica es capaz de impedir el choque térmico brusco a los cables de pretensado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

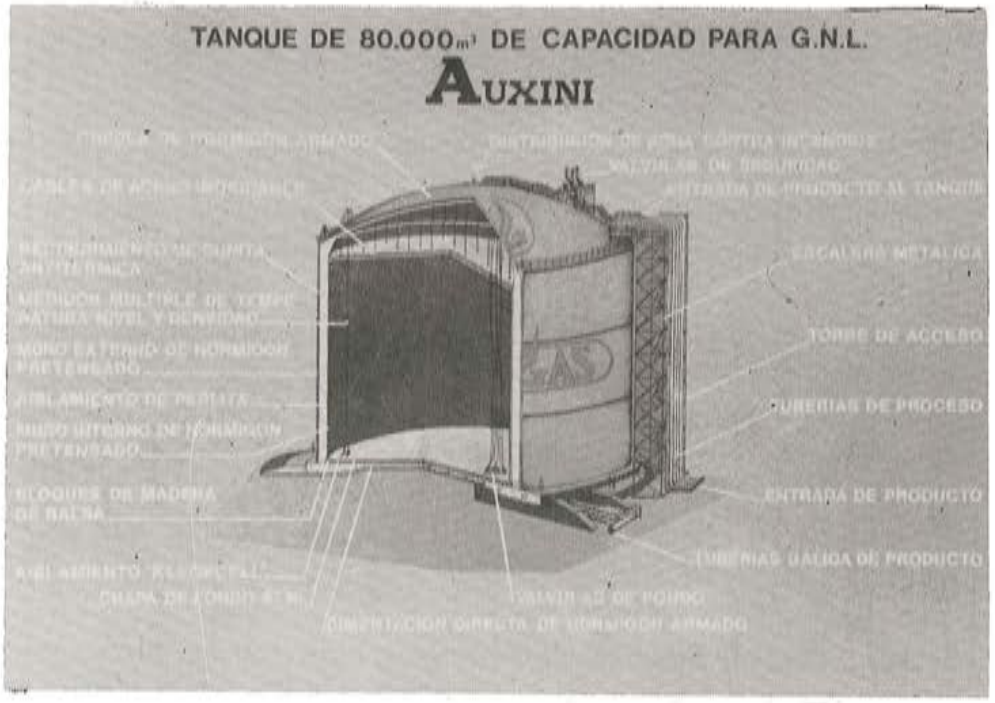
d) Impactos de elementos de sabotaje, aviación, etc.

Es deseable diseñar un almacenamiento criogénico de forma que resista ciertos tipos de impactos procedentes de un terrorismo convencional o, simplemente, de la explosión de tuberías o válvulas en una planta cercana, que salen despedidos y chocan contra el tanque.

Para calcular la resistencia a la penetración, existen fórmulas disponibles, de las que se puede deducir el espesor del muro.

4. DESCRIPCION DE UN DEPOSITO DE 80.000 M³ DE CAPACIDAD DE GAS NATURAL LICUADO

Describimos someramente a continuación el depósito que, incorporando la mayoría de las acciones citadas anteriormente, ha sido construido por AUXINI, (Empresa Auxiliar de la Industria, S.A.) con la colaboración de PRELOAD-SISTEMAS, S.A. Este depósito, de 80.000 m³ de capacidad, de gas natural licuado, ha sido construido para ENAGAS (Empresa Nacional del Gas, S.A.) en su planta terminal de Barcelona.



El depósito consiste en dos muros concéntricos de hormigón pretensado, sustentados por una cimentación directa de hormigón armado, fondo de acero, techo suspendido y cúpula de hormigón armado. Entre ambos recipientes se ha dispuesto un sistema de aislamiento. Este depósito lleva incorporada una torre de acceso y soporte de tuberías de proceso y demás elementos de instrumentación. Las penetraciones se efectúan todas por la cúpula, excepto la salida de producto que tiene lugar por el fondo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

DISEÑO Y CONSTRUCCION

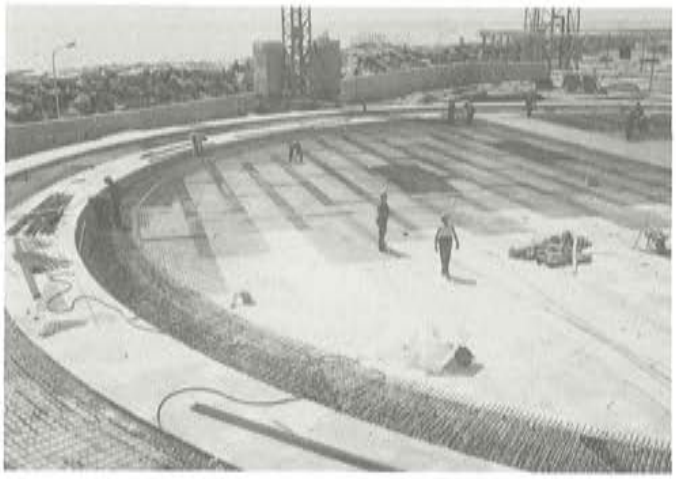
Propietario	ENAGAS, S.A. (ESPAÑA)
Especificación Básica	ENAGAS, S.A. (ESPAÑA)
Diseño Básico	PRELOAD TECHNOLOGY, INC. (USA)
Ingeniería de Detalle	PRELOAD SISTEMAS, S.A. (ESPAÑA) HEREDIA Y MORENO, S.A. (ESPAÑA) AUXINI (ESPAÑA).
Dirección y Construcción	AUXINI (ESPAÑA).
Supervisión del Control de Calidad	OBRA CIVIL: INTEMAC (ESPAÑA) SOLDADURA: CENIM (ESPAÑA)
Ensayos de Materiales	CATEDRA DE FISICA DE LA ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS DE MADRID (ESPAÑA).

DATOS BASICOS DE DISEÑO

Capacidad Neta de Almacenamiento	80.000 m^3
Producto Almacenado	G.N.L. (Gas natural licuado)
Máxima Tasa de Evaporación Normal	0,05%por día
Presión de Diseño	1.400 mm c.a.
Vacío de Diseño	– 35 mm c.a.
Temperatura de Diseño	– 165°C
Densidad del Producto almacenado	545 Kg/m^3
Presión de Operación	1.000 mm c.a.

4.1. Cimentación y apoyo muro interno

Se ha diseñado una cimentación mediante losa flexible de hormigón armado en su zona central y una zapata de 1,00 m de canto, en forma de anillo, dispuesta en la zona perimetral de apoyo de los muros. La transición entre ambos elementos es contínua y de forma suave.



Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Esta cimentación lleva incorporada un sistema de calefacción eléctrica, a fin de evitar el progresivo enfriamiento del terreno.

Las chapas de subfondo, de acero al carbono ordinario, están colocadas directamente sobre la losa de cimentación, cumpliendo una misión de estanquidad al vapor que se encuentra dentro del espacio cerrado por el recipiente exterior.

Los bloques de madera de balsa utilizados como apoyo del muro interno, se han presentado como particularmente idóneos para cumplir su misión de resistencia a compresión y de aislamiento, al mismo tiempo, siendo éste el primer depósito de G.N.L. en operación, que ha utilizado por primera vez este material.

La chapa de fondo se prolonga en su perímetro en un anillo de la misma calidad, y 10 mm de espesor, que constituye la chapa de base del muro interno. La primera virola, también de acero 9% niquel, tiene una altura de 50 cms, y ha de ser necesariamente de este material, debido a que la disposición del anclaje pasivo del pretensado vertical, no permite transmitir al hormigón la compresión deseada, hasta una altura equivalente a los 50 cms indicados.

Se han puesto a punto las técnicas más avanzadas para ejecutar correctamente la soldadura del acero 9% Ni y se ha establecido un control riguroso en la junta en T del muro con su base, en este punto vital del tanque.

4.2. Forro metálico del muro interno

El muro contenedor primario de G.N.L. es de hormigón pretensado e incorpora una barrera de vapor, de acero al carbono, ordinario, aplicada en su paramento externo, que impide la difusión gaseosa del líquido a través del muro. No obstante, están en curso actualmente, dentro de un Programa de Investigación desarrollado por AUXINI, ensayos e investigaciones para poner a punto otros productos, tales como resinas o poliuretanos, que aplicados en el paramento interno eviten la construcción de la chapa, siempre costosa y con una problemática muy específica. Esta camisa, que forma la barrera de vapor, está comprimida en ambos sentidos por el pretensado vertical y horizontal; lo que permite su empleo como material criogénico según la regulación de los códigos vigentes.

PROCEDIMIENTO DE MONTAJE DEL FORRO METALICO DEL MURO INTERNO

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

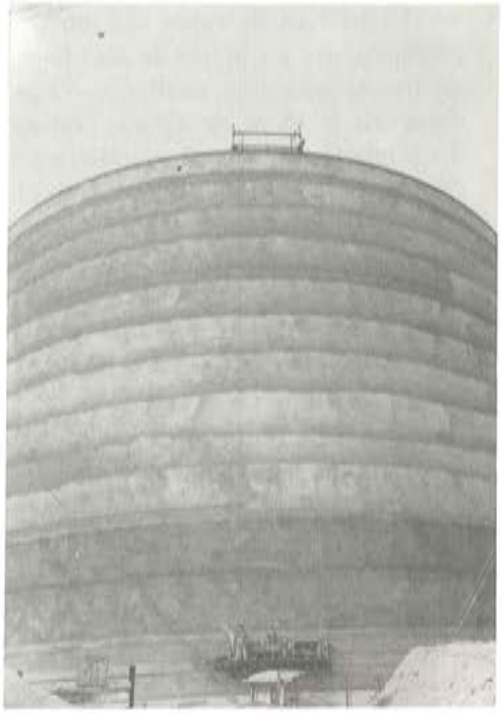
La barrera de vapor del muro se ha montado por un procedimiento consistente en el arrollamiento en hélice de las chapas preparadas en un banco especial de trabajo. El arrollamiento se consigue mediante 40 gatos hidráulicos que mueven una estructura de 55 m de diámetro y 35 m de altura, con un espesor de tan sólo 5 mm; lo que ha constituido, evidentemente, un récord mundial en su ejecución y puesta a punto. Este sistema de construcción tiene la ventaja de que todo el conjunto del tanque pasa por un mismo punto, debido al giro del sistema; lo que permite concentrar en determinadas zonas la posición de los soldadores que efectúan su trabajo por ambas caras, así como la colocación de las armaduras pasivas y de las vainas del pretensado vertical que se van colocando a medida que el conjunto pasa por unos andamios fijos, lo que además permite un riguroso control de su verticalidad y linealidad.

4.3. Muro interno de hormigón pretensado

Diámetro Interno	55 m.
Altura	35 m.
Espesor del Hormigón	0,35 m.
Metros cúbicos de hormigón	2.150 m^3
Peso Alambre Pretensado circular	230.000 Kg.
Peso Cables Pretensado vertical	88.500 Kg.
Unidades de Pretensado vertical	264 Uds.
Armaduras pasivas	40.000 Kg.

El hormigonado del muro se ha efectuado mediante tres grúas-torre, dispuestas a 120 grados entre sí, que han colocado el hormigón procedente de una central de hormigonado de 10 m^3/h de rendimiento medio, situada a pié de obra. A este hormigón, de árido granítico, se le ha exigido una resistencia característica, a temperatura ambiente, de 350 kg/cm^2 a los 28 días, y se ha incorporado en su masa una cierta cantidad de aire ocluído para aumentar su durabilidad frente a posibles ciclos de calentamiento-enfriamiento. El control del hormigón y su puesta en obra ha sido el denominado "intenso" según la instrucción EP-77, dada la responsabilidad de la obra.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026



El muro se hormigonó empleando como encofrado, en su paramento externo, la barrera de vapor ya construida y en su paramento interno, placas metálicas elevadas mediante procedimiento convencional.

Es de destacar el proceso constructivo de gran relieve utilizado en este depósito, en el que la ejecución del hormigón in situ, independientemente de eliminar grandes y costosas instalaciones para la prefabricación de paneles, como se venía haciendo hasta ahora en depósitos de tipología parecida, evita el tratamiento de las juntas de estos paneles, siempre de difícil solución, y garantiza una estructura monolítica.

Podemos concluir que éste ha sido el primer depósito de G.N.L. en que el hormigón que está en contacto con el líquido ha sido vertido in situ.

Una vez hormigonado el muro y de acuerdo con los controles de resistencia del hormigón, se inició la aplicación del pretensado horizontal, efectuado mediante el sistema PRELOAD, consistente en el arrollamiento con alambre de alta resistencia, de 6 mm de diámetro, trefilado en frío, haciéndolo pasar a través de una hilera de 5,27 mm, que zuncha el muro de hormigón, obteniéndose tensiones de tesado comprendidas entre 90 y 100 kg/mm^2. En total se han aplicado unas 230 t de alambre, aplicándose entre capa y capa una proyección de gunita convencional.

Simultáneamente a la aplicación de este pretensado, pero con la coordinación adecuada para evitar tensiones indeseables en la base del muro, se ha efectuado el pretensado vertical mediante el sistema Freyssinet 12T 13, constituido por 264 tendones compuestos cada uno por 12 cordones de alta resistencia de 1/2" de diámetro. La fuerza de tesado inicial es de 171 t, equivalente a 144 Kg/mm^2, y los alargamientos obtenidos han estado dentro de lo especificado (264 mm ± 5%).

Este pretensado vertical tiene una función clara en el diseño: evita la aparición de tracciones verticales en los puntos de máxima flexión como consecuencia de la aplicación del

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

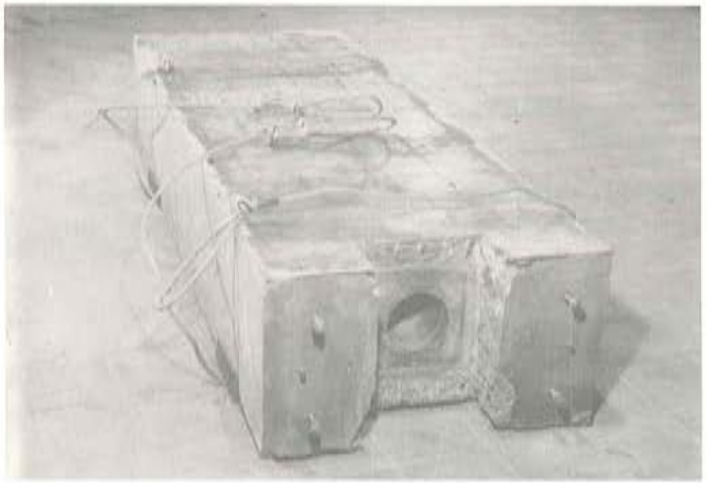
pretensado horizontal o de la carga del líquido y mantiene el forro metálico en un estado permanente de bicompresión.

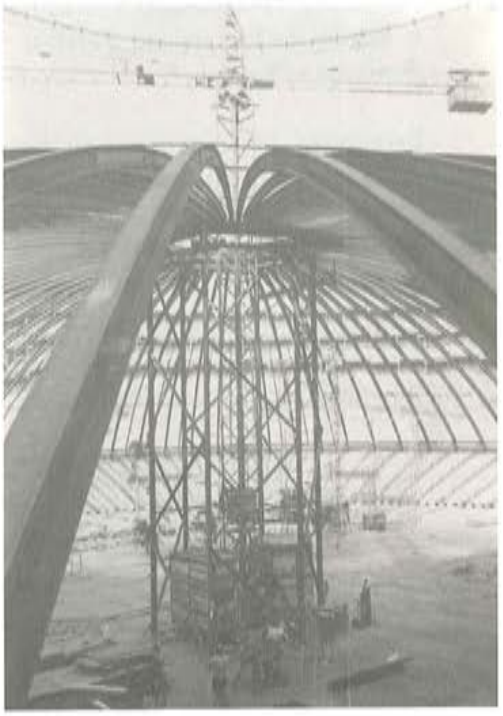
El criterio para el dimensionamiento del pretensado horizontal ha sido la eliminación de tracciones en el hormigón sometido a la carga hidráulica del líquido, suponiendo el apoyo en la base como deslizante y dejando, lógicamente, un cierto nivel de compresiones residuales.

Merece la pena destacar la esbeltez del muro interno construido, cuya relación espesor-altura es 1/100 y ha constituido un récord en depósitos de este tipo.

En este proyecto, AUXINI ha desarrollado, gracias a la valiosa colaboración de la Cátedra de Física de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, de Madrid, un amplio trabajo de investigación, a fin de verificar el comportamiento del conjunto hormigón-acero, a temperatura criogénica. Para ello se construyó una probeta de hormigón que incorporaba todos los elementos del muro, ajustándose así fielmente a la realidad y que fue inmersa en nitrógeno líquido.

Con la ejecución de estos ensayos se ha dado un paso adelante para demostrar la idoneidad del empleo de sistemas de pretensado convencionales, aplicados a estructuras criogénicas, lo que ha supuesto un importante aporte tecnológico al campo de este tipo de almacenamientos.





También en el seno del mismo programa de ensayos, se han efectuado los necesarios para determinar las propiedades de los materiales utilizados, tales como chapa de acero, madera de balsa, aceros de pretensado, aislamientos, etc., demostrando con todo ello su adecuación para el empleo criogénico.

4.4. Cúpula metálica y techos suspendidos

La estructura metálica de la cúpula se montó en la base del depósito, simultáneamente al hormigonado del muro interno en los metros superiores. Esta estructura metálica consta de 88 perfiles IPE-270, apoyados en su arranque en una viga de borde formada por un perfil V-300. La estructura quedaba soportada en su centro por un castillete temporal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

A continuación se montó la chapa de la cúpula sobre la estructura metálica antes indicada, así como el techo suspendido colgado directamente de los nervios metálicos.

Sobre la chapa de aluminio colocada encima de los angulares, se dispuso el aislamiento del techo, formado por 7 capas de paneles de fibra de vidrio que totalizan un espesor de 840 mm.

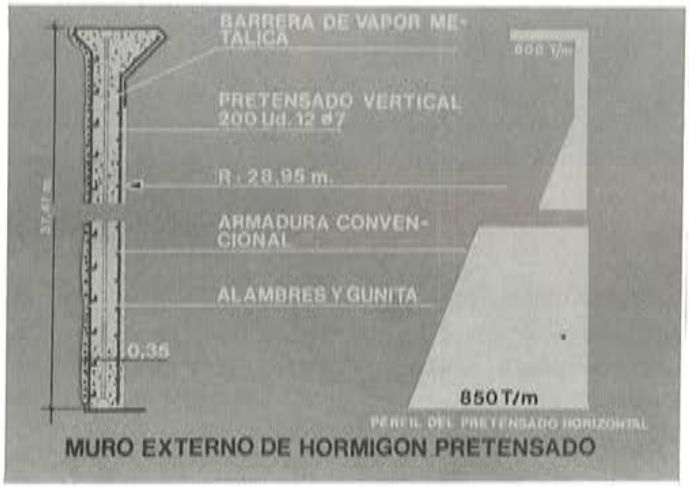
Todo este conjunto formado por la estructura metálica, chapa, techo suependido y aislamiento, fue elevado a su posición definitiva una vez finalizada la construcción del muro externo.

4.5. Muro externo de Hormigón Pretensado

Diámetro Interno	57,9 m.
Altura Total	37,47 m.
Espesor Chapa	5 mm.
Espesor Hormigón	0,35 m.
Metros Cúbicos de Hormigón	2.400 m^3.
Peso de Alambres Pretensado Circular	240.000 Kg.
Peso Cables Pretensado Vertical	27.000 Kg.
Unidades de Pretensado Vertical	200 Uds.
Armaduras Pasivas	90.000 Kg.

Este muro, muy similar en su diseño al interno, se construyó elevando simultáneamente las chapas que constituyen la barrera de vapor del muro y el hormigonado del mismo, de forma que el desfase entre ambas actividades favoreciera la coordinación de las mismas. En este caso, la barrera de vapor del muro cierra completamente el depósito exterior; lo que no permite penetración alguna de humedad ni salida de gas metano al exterior.

El hormigón de este muro es convencional, no aireado, y ha sido también pretensado de forma similar a como se hizo en el muro interno. El pretensado vertical consta de 200 unidades 12 ϕ 7 del sistema Freyssinet.



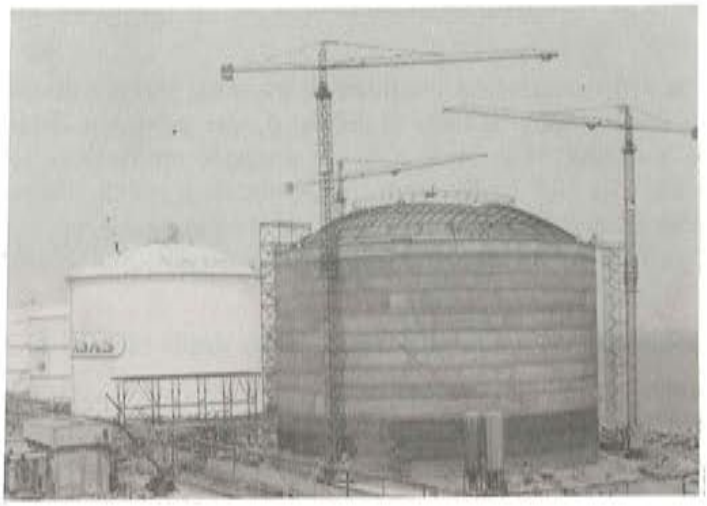
Este muro externo, de hormigón pretensado, incorpora simultáneamente las funciones de recipiente externo y las derivadas de un muro de seguridad; por lo que a este tipo de almacenamientos se les denomina comúnmente "depósitos integrados".

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

4.6. Elevación de la cúpula y hormigonado de la misma

La elevación de las 350 t de peso mediante un dispositivo formado por tres series de grupos de gatos hidráulicos autorregulables, creando un dispositivo de apoyo en tres planos para minimizar los efectos hiperestáticos, ha sido de por sí una innovación tecnológica utilizada en muy pocos depósitos, a la par que ha requerido complejos controles de nivelación.

La cúpula de hormigón armado protege al depósito de cualquier agente externo, dando una mayor seguridad respecto a los depósitos de simple cúpula metálica, normalmente utilizados incluso en depósitos de pared de hormigón.



Para su construcción se ha presurizado el tanque a una presión admisible para la chapa de la cúpula, evitando que el peso del hormigón fresco fuese soportado por la estructura metálica.

4.7. Aislamientos y fondo del depósito

El aislamiento de fondo se consigue mediante elementos de espuma de PVC expandida, que soporta la carga del G.N.L. y aisla la cimentación; mientras que entre paredes se ha colocado perlita expandida, aislamiento suficientemente probado en otro tipo de depósitos.

El fondo del tanque interno está constituido por acero 9% Ni empleado usualmente en este tipo de almacenamiento, dada la demostrada idoneidad de este material para su empleo criogénico.

4.8. Pruebas de aptitud

El depósito así construido ha sido sometido a las pruebas y operaciones necesarias para demostrar su aptitud, antes de llenarlo con G.N.L.

Las pruebas hidráulicas y neumáticas someten al depósito a presiones superiores a las de operación, para demostrar su estanquidad y capacidad resistente.

A continuación, la operación de purga desplaza el aire del interior y lo sustituye por nitrógeno, reduciendo así el contenido de oxígeno y humedad a límites admisibles.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Y por fin, la operación de puesta en frío hace descender gradualmente, de forma controlada, la temperatura del recipiente interior, desde la ambiente hasta la de operación, preparando así el depósito para recibir el G.N.L.

4.9. Tuberías e instalaciones

El tanque lleva incorporado una torre de acceso sobre la que se soportan las tuberías de proceso y demás elementos de instrumentación. Entre aquellas merece destacarse la existencia de dos tuberías de llenado de G.N.L., de 28" de diámetro. La entrada de estas tuberías y otras de proceso, se efectúa por la cúpula del tanque, mientras que la salida de producto tiene lugar a través de tres tuberías encamisadas, de 16", que extraen el producto por el fondo.

En cuanto a la instrumentación y equipos especiales, merece destacarse la instalación de 182 termopares distribuidos en todo el depósito, que permiten conocer la temperatura en cada momento, así como la existencia de un medidor múltiple de temperatura, nivel y densidad del contenido de G.N.L. El depósito dispone de tres válvulas de clapeta que evitan la salida de producto en caso de accidente o rotura de alguna tubería exterior, así como de tres válvulas de seguridad que evacúan 37.500 m^3/h de gas, que satisface las condiciones más exigentes.

Este depósito está en operación satisfactoriamente desde febrero de 1981.

Pretendemos haber mostrado en esta breve comunicación, que la ejecución por AUXINI del depósito de G.N.L. en Barcelona, para ENAGAS, ha abierto unas vías de investigación y desarrollo en una tecnología que por sus características y novedad presenta grandes perspectivas en su aplicación.

Por último, nuestro agradecimiento a la Empresa Nacional del Gas por haber puesto toda su confianza en AUXINI, así como por su inestimable colaboración para llevar a buen fin una obra tan singular.

REFERENCIAS

(1) – Concrete Storage Vessels. Prof. dr. ir. A.S.G. Bruggeling. Sept. 1979. Universidad de Delft.

(2) – Presentación del Programa de Investigación de Almacenamientos Criogénicos en Depósitos de Hormigón Pretensado. Ramón Fernández de la Reguera. Jefe del Servicio de Obras Especiales. AUXINI.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

591-2-171

Tres puentes de hormigón pretensado

F. del Pozo Frutos
Dr. Ing. de Caminos
F. del Pozo Vindel
Dr. Ing. de Caminos

Se presentan en este trabajo tres puentes continuos de hormigón pretensado, proyectados por el equipo de PROES S.A., y cuya construcción se ha llevado a cabo en los tres años transcurridos desde la última asamblea de La Coruña.

El viaducto de Río Mayor permite el paso, sobre la vaguada del mismo nombre, de las dos calzadas de la Autopista del Atlántico; estando situado en el tramo Vigo - Pontevedra, en las inmediaciones de Moaña.

Aunque inicialmente estaba previsto el cruce de dicha vaguada en terraplén, dado que la máxima altura entre rasante y terreno, de 30 metros, no era muy grande, consideraciones posteriores de tipo social, estético y ecológico, aconsejaron su sustitución por un viaducto.

Las disponibilidades de terreno en la zona de la obra, debido a las dificultades de expropiación, impedían el acopio de materiales fuera de la propia traza de la autopista, lo que encarecía notablemente, en este caso, el empleo de soluciones de vigas prefabricadas. Esta circunstancia, sumada a la disminución en el número de pilas al aumentar la luz, y a los medios auxiliares de obra de los que disponía la empresa J. CASTRO S.A., constructora del puente, hicieron que se adoptara, como tipología estructural, la de viga continua hormigonada in situ.

El ancho de cada calzada, con dos carriles de 3,75 metros cada uno, arcenes de 2,50 y 1,00 metros en el exterior y en el interior, respectivamente, y dos aceras de 1,25 metros, (lo que hacen una anchura total de 13,50 metros por calzada), unido a las características del trazado, con diferencias en cota de hasta un metro entre calzadas, y el ancho de cinco metros de la mediana, obligaron al proyecto de estructuras independientes para cada una de las calzadas.

Con todos los condicionantes anteriores, la solución adoptada para cada estructura estaba constituida por una viga continua, de 332 metros de longitud, formada por 6 vanos centrales de 45 metros de luz y dos vanos extremos de 31 metros de luz.

La viga, de hormigón pretensado, es de canto constante; y su sección transversal es en cajón monocelular, con 13,5 metros de ancho de plataforma. Esta gran relación ancho/luz, unida al hecho de que, por el proceso constructivo adoptado, se hacía necesario el paso longitudinal de los encofrados, por el interior del cajón, lo que impedía la disposición, al menos en una primera fase, de traviesas, hizo preciso, con objeto de disminuir al máximo las tensiones debidas a la distorsión transversal de la sección, disponer sus almas inclinadas.

Las dificultades que supone el hormigonado en segunda fase de traviesas en el interior del cajón, hacían muy atractiva la solución de prescindir de las mismas, habiéndose adoptado, en este caso, y a cambio de un ligero aumento de la armadura pasiva transversal, dicha disposición, extendiéndola incluso a las secciones de apoyo en las que se disponen, mediante un ligero regruesamiento de la sección, unos marcos de rigidez que permiten el paso de los elementos de encofrado interior, a la vez que resuelven el problema de la transmisión de esfuerzos concentrados a los apoyos. Por otra parte, la losa inferior, de 20 centímetros de espesor, a lo largo de la viga se regruesa, mediante una transición lineal, hasta 60 centímetros

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Foto 1. Viaducto de Río Mayor. Vista de los estribos durante la construcción.

Foto 2. Viaducto de Río Mayor. Vista inferior de la estructura.

Foto 3. Viaducto de Río Mayor. Vista de la estructura terminada.

en dichas zonas; lo que aparte de su beneficiosa acción desde el punto de vista resistente, al adaptarse con mayor perfección la disposición del material a las leyes de esfuerzos, crea un camino de rodadura idóneo para el paso de los encofrados interiores, móviles y retráctiles, por dichas secciones.

El canto total de la sección es de 2,5 metros; siendo el ancho del cajón, en la parte superior, de 7,20 metros, que se completa con dos voladizos de 2,95 metros. El ancho de la losa inferior es de 5,50 metros; siendo el espesor de las almas de 40 centímetros.

Dada la gran longitud de la estructura, se adoptó como proceso constructivo el de ejecución por vanos sucesivos, mediante cimbrado simultáneo de dos vanos únicamente, en cada fase; lo que unido a lo reducido de las alturas sobre el terreno, hacía sumamente económico este aspecto de la construcción, por el pequeño volumen de cimbra empleado.

La sección va pretensada mediante 12 cables de 12 T 13, por alma, con trazados parabólicos adaptados a las leyes de esfuerzos. Dichos trazados adoptan una disposición en abanico en las secciones de unión de fases constructivas, situadas en el primer quinto de la luz de cada vano, según el sentido de avance de la construcción, para poder disponer en las mismas los conectadores necesarios para dar la debida continuidad longitudinal al pretensado. El sistema de pretensado empleado en la obra fué el FREYSSINET.

Las pilas, con alturas comprendidas entre los 10 y los 30 metros, fueron proyectadas con sección en cajón rectangular, de 5,50 metros de ancho, coincidiendo con la losa inferior del tablero, y 1,70 metros de canto, y construidas mediante encofrado deslizante. El espesor de las paredes es de 30 centímetros y en la cabeza de apoyo, macizada en una altura de 1,00 metro, se disponen los dos apoyos de neopreno zunchado para el tablero, así como unos cajetines en los paramentos laterales, que permiten el apoyo de los elementos de suspensión de las cimbras. Las cimentaciones, tanto de pilas como de estribos, son directas, mediante zapatas superficiales.

Los estribos, con muros en vuelta escalonados, son independientes para cada tablero; y los correspondientes al lado Vigo se cimentan sobre un terraplén de cinco metros de altura

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Foto 4. Viaducto de Ruitelán. Pila de unión entre puente principal y tramos de acceso, durante la construcción.

Foto 5. Viaducto de Ruitelán. Vista de la estructura terminada.

y gran compactación, con objeto de disminuir la altura de los muros.

La empresa propietaria de la obra es AUTOPISTAS DEL ATLANTICO, C.E.S.A., habiéndose terminado su construcción en Noviembre de 1980. El plazo de ejecución fué de 14 meses.

A continuación se comentan dos puentes realizados por dovelas, hormigonadas in situ, con avance en voladizos sucesivos y cuya construcción ha sido terminada recientemente. Se trata de los viaductos de Ruitelán y Las Lamas, enclavados en la variante de la carretera CN-VI, de Madrid a La Coruña, dentro del Plan de Accesos a Galicia, en el tramo correspondiente al puerto de Piedrafita del Cebrero.

Las soluciones adoptadas en ambos casos, dada la similitud entre los perfiles del terreno, son prácticamente iguales; por lo que describiremos ambas estructuras conjuntamente.

El esquema resistente corresponde al pórtico en π, con un vano central de 130 metros de luz y dos laterales de compensación de 65 metros. El dintel, empotrado en las pilas, es de canto variable, según es habitual para este tipo de luces, y varía entre 2,50 metros en los extremos de los vanos laterales y centro del vano principal y 6,25 metros en las secciones de unión con las pilas. En el caso del viaducto de Las Lamas, los vanos laterales apoyan directamente en los estribos.

En el viaducto de Ruitelán, el pórtico ya comentado se completa, en cada lado, con sendas estructuras de acceso formadas, cada una de ellas, por tres vanos isostáticos, con luces entre pilas de 27 metros y superestructura resuelta mediante cuatro vigas en V, de 1,60 metros de canto, unidas por un forjado, hormigonado in situ, de 20 centímetros de espesor, que materializa la plataforma. La longitud total del viaducto es, en este caso, de 420 metros.

Los vanos isostáticos fueron ejecutados posteriormente al puente principal. Las pilas intermedias de transición entre ambas estructuras, realizan, en este caso, la función de estribo del puente central.

La sección del tablero continuo, en ambos viaductos, está formada por un cajón monocelular, de 6,00 metros de ancho, con almas verticales de espesor constante, de 50 cm. de canto, que se completa en su parte superior con dos voladizos de 2,00 metros de luz, para formar una plataforma de 10,00 metros de ancho. La losa inferior, de 20 centímetros de canto en la zona central, se regruesa, mediante una transición lineal, hasta un canto de 95 centímetros en la zona de empotramiento en pilas.

El pretensado, realizado por el sistema FREYSSINET mediante cables de 12 T 15, está dispuesto en tres familias que permiten absorber las tensiones correspondientes, res-

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Foto 6. Viaducto de las Lamas. Apuntalamiento provisional de una pila durante la construcción.

Foto 7. Viaducto de las Lamas. Construcción de la dovela de cierre del tablero.

pectivamente, a los momentos negativos de voladizo, los momentos positivos en los vanos laterales y los momentos positivos y esfuerzos de continuidad en el vano central. Los cables correspondientes a esta última familia, se distribuyen uniformemente en la losa inferior en la sección central de la estructura y se anclan escalonadamente en diversas secciones en el interior del cajón, mediante cuñas de hormigón dispuestas al efecto.

En el viaducto de Las Lamas, los problemas de estabilidad del terreno en ambas laderas, debido a la disposición prácticamente paralela al talud de la estratificación, obligaron a disponer pantallas de hormigón ancladas al terreno mediante pretensado, para evitar el deslizamiento del mismo.

Las pilas de los pórticos principales son de sección hueca de 6,0 x 3,0 metros de dimensiones exteriores, y tabiques de 50 centímetros. Su construcción se realizó mediante encofrados deslizantes. Las alturas de estas pilas, comprendidas entre 45 y 78 metros, unido a sus dimensiones, las hacen presentar una gran flexibilidad; lo que si bien resulta ventajoso respecto a los esfuerzos horizontales y a la eficacia del pretensado de continuidad, presenta, sin embargo, los inconvenientes derivados de los fenómenos de inestabilidad elástica, agravados, en el proceso de ejecución de los voladizos, por la gran masa que se sitúa en la parte superior de las pilas.

Esto es debido a que el vínculo superior que establece el tablero en fase de servicio, proporciona una carga de pandeo superior a la obtenida para el elemento en construcción. Para que esa circunstancia no gravase las dimensiones de la estructura final, se procedió a una estabilización provisional de las pilas, durante la construcción, mediante un apuntalamiento intermedio del fuste, dispuesto de tal manera que la carga de pandeo del elemento libre superior igualase la del conjunto pila-puntal.

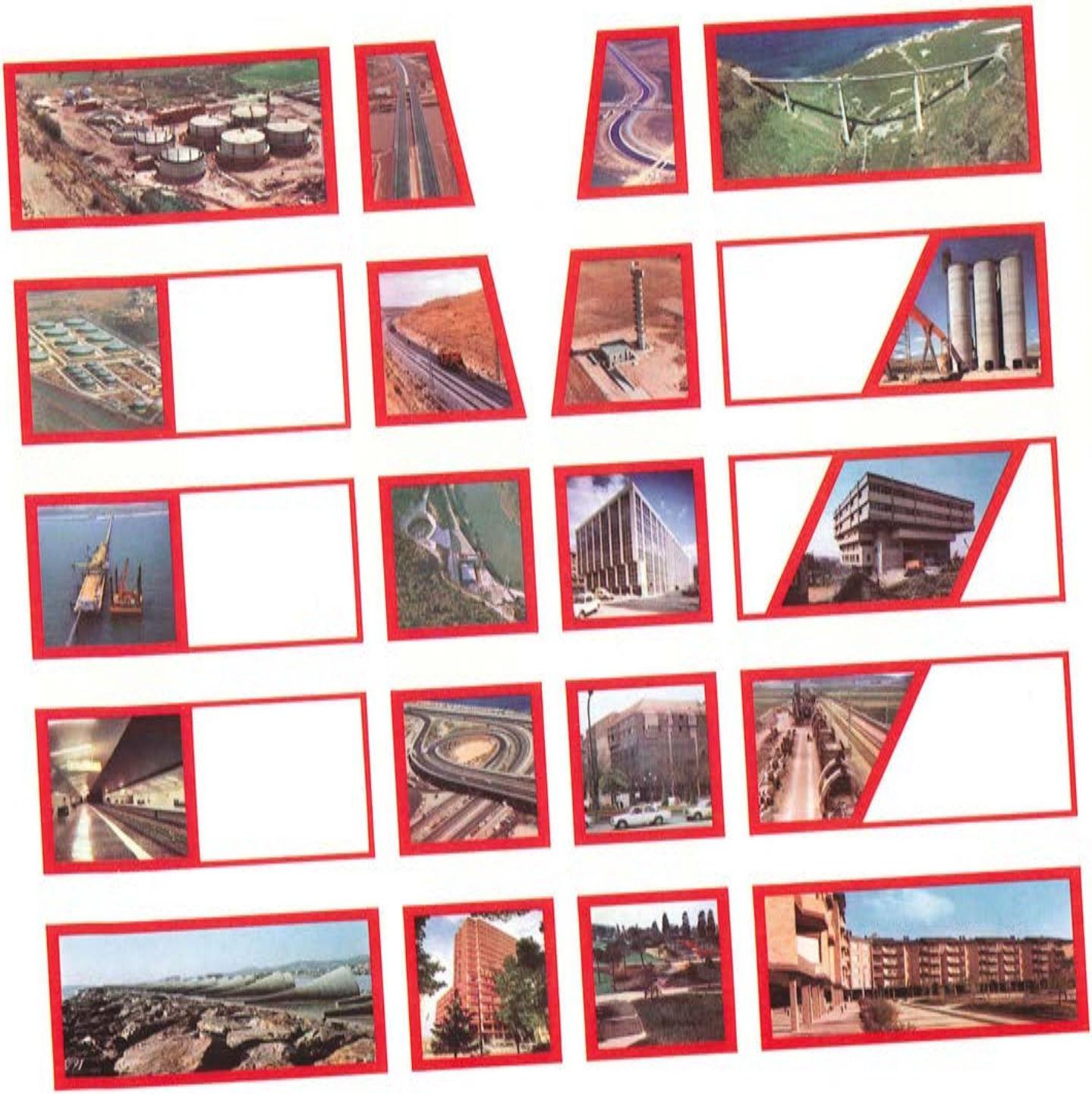
Durante la construcción, se fueron realizando los oportunos controles y correcciones de cota; de forma que en ambos casos fué posible proceder al cerrado en clave sin mayores dificultades, obteniéndose diferencias, con respecto al perfil teórico, totalmente satisfactorias.

Ambas estructuras han sido construidas por la empresa CONDOTTE-OFESA, habiendo sido realizado el control de la ejecución por la División de Construcción de la Jefatura Regional de Carreteras de Oviedo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

CUBIERTAS Y MZOV, S.A.

COMPAÑIA GENERAL DE CONSTRUCCIONES



CUALQUIER TIPO DE OBRA...
EN CUALQUIER LUGAR DEL MUNDO

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

CUBIERTAS Y MZOV, S. A.

COMPAÑIA GENERAL DE CONSTRUCCIONES

1983

ENERO

L	M	M	J	V	S	D
					1	2
3	4	5	6	7	8	9
10	11	12	13	14	15	16
17	18	19	20	21	22	23
24/31	25	26	27	28	29	30

FEBRERO

L	M	M	J	V	S	D
	1	2	3	4	5	6
7	8	9	10	11	12	13
14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27
28						

MARZO

L	M	M	J	V	S	D
	1	2	3	4	5	6
7	8	9	10	11	12	13
14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27
28	29	30	31			

ABRIL

L	M	M	J	V	S	D
				1	2	3
4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17
18	19	20	21	22	23	24
25	26	27	28	29	30	

MAYO

L	M	M	J	V	S	D
						1
2	3	4	5	6	7	8
9	10	11	12	13	14	15
16	17	18	19	20	21	22
23/30	24/31	25	26	27	28	29

JUNIO

L	M	M	J	V	S	D
		1	2	3	4	5
6	7	8	9	10	11	12
13	14	15	16	17	18	19
20	21	22	23	24	25	26
27	28	29	30			

JULIO

L	M	M	J	V	S	D
				1	2	3
4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17
18	19	20	21	22	23	24
25	26	27	28	29	30	31

AGOSTO

L	M	M	J	V	S	D
1	2	3	4	5	6	7
8	9	10	11	12	13	14
15	16	17	18	19	20	21
22	23	24	25	26	27	28
29	30	31				

SEPTIEMBRE

L	M	M	J	V	S	D
			1	2	3	4
5	6	7	8	9	10	11
12	13	14	15	16	17	18
19	20	21	22	23	24	25
26	27	28	29	30		

OCTUBRE

L	M	M	J	V	S	D
					1	2
3	4	5	6	7	8	9
10	11	12	13	14	15	16
17	18	19	20	21	22	23
24/31	25	26	27	28	29	30

NOVIEMBRE

L	M	M	J	V	S	D
	1	2	3	4	5	6
7	8	9	10	11	12	13
14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27
28	29	30				

DICIEMBRE

L	M	M	J	V	S	D
			1	2	3	4
5	6	7	8	9	10	11
12	13	14	15	16	17	18
19	20	21	22	23	24	25
26	27	28	29	30	31	

PRINCIPALES OFICINAS EN ESPAÑA

ARCELONA
lex 53175 CYTBA-E

MADRID
Telex 22641 CYTMA-E
43098 MZOV-E

VALENCIA
Telex 64064 CYTV-E

ALBACETE
Telex 29650 CMZA-E

SEVILLA
Telex 72413 CMZS-E

ALAGA
lex 77290 CYTA-E

LAS PALMAS
Telex 95130 CYTSA-E

TENERIFE
Telex 92304 CYTT-E

LA CORUÑA
Telex 82361 CMZG-E

LEON
Teléfono 22.24.59

OFICINAS EN EL EXTERIOR

GERIA
léfono 68.07.42
.GOS

COLOMBIA
Teléfono 257.09.86
BOGOTA

VENEZUELA
Telex 23579 CAPEV
CARACAS

ARGELIA
Telex 25442 CMZAL-DZ
ARGEL

ECUADOR
Telex Garcom 2538
QUITO

LIBIA
Teléfono 80.21.49
TRIPOLI

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

591-2-172

Viaductos de las autopistas AU-1 y AU-6 en Buenos Aires

Por Carlos Fernández Casado,
Javier Manterola Armisen
y Leonardo Fernández Troyano
Dres. Ingenieros de Caminos.

A PLANTEAMIENTO GENERAL DEL PROYECTO Y CRITERIOS PARA LA ELECCION DE LA SOLUCION ADOPTADA

1. DATOS DE PARTIDA DEL PROYECTO

1.1. Características generales de la autopista

El conjunto formado por las autopistas 25 de Mayo (AU-1) y Perito Moreno (AU-6), tiene una longitud aproximada de 17 km. Todo el trazado se encuentra en zona urbana, atravesándo la ciudad, desde la Avenida General Paz, hasta las inmediaciones del puerto.

La autopista tiene cuatro carriles en cada dirección, salvo en zonas muy cortas en que se reduce a tres. Este número de trochas obliga a un ancho total de la plataforma, de 38,20 m, dividido en dos vías de 19,10 m.

Fig. 1. Vista de una zona de la autopista durante su construcción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Debido a su situación urbana, de los 17 km de autopista es necesario elevar más de 15, para no alterar el funcionamiento de la ciudad, que con una solución a nivel quedaría dividida en dos partes, prácticamente incomunicadas.

Por tanto, la obra principal de la autopista es un viaducto de 15 km de longitud y 38,20 m de ancho, con una superficie total de 573.000 m² de estructura; a este viaducto hay que añadir los distribuidores y las rampas de acceso. Estas cifras dán idea de la magnitud de la obra que había que realizar, absolutamente excepcional en el mundo.

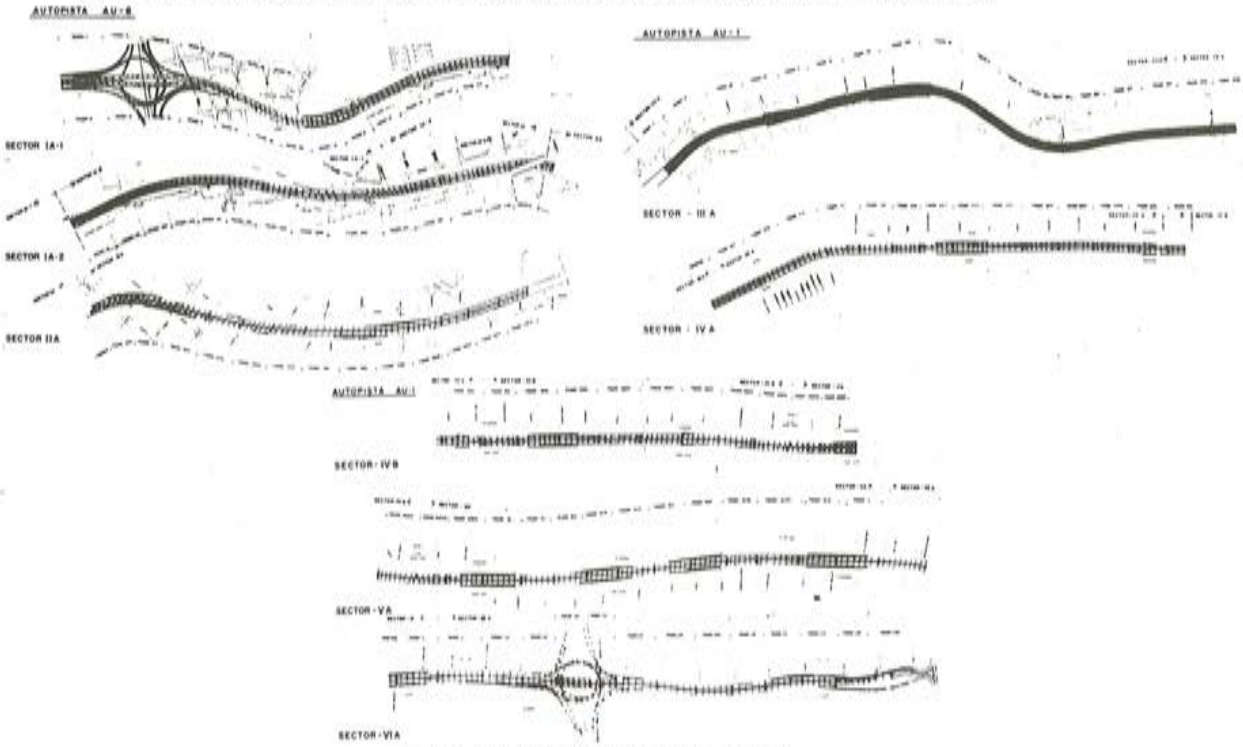


Fig. 2. Planta general del viaducto.

1.2. Plazo de realización de la obra

Las condiciones del contrato de concesión de la autopista fijaban un plazo total de dos años, desde adjudicación hasta la inaguración de la obra. En estos dos años era necesario realizar el proyecto y la construcción del viaducto; lo que supone, para ambas actividades, un tiempo excepcionalmente reducido.

1.3. Condiciones urbana de la obra

La necesidad de realizar la autopista en viaducto elevado, se debe, como ya se ha indicado, a su implantación urbana, fundamentalmente por la necesidad de dejar libre la circulación en las calles transversales.

Casi toda la ciudad de Buenos Aires tiene una retícula vial muy ordenada en dos sistemas ortogonales, en particular en la zona que atraviesa la autopista. En la mayor parte de su longitud, esta retícula es paralela a la autopista; por lo que, en principio, parece fácil realizar una modulación de luces, a fin de reducir al mínimo el número de estas; pero las dimensiones de las cuadras y los anchos de las calles, varian lo suficiente para que la posible modulación resulte muy difícil. Existen además bastantes zonas singulares, como calles oblícuas, avenidas de ancho mayor, servicios, etc., que rompen con excesiva frecuencia cualquier modulación que se pudiera establecer.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

En la mayor parte del recorrido, la autopísta discurre por el centro de una línea de cuadras. Para disminuir al máximo la afectación producida, se han derribado únicamente las casas de la zona estricta que ocupa la plataforma vial, quedando ésta flanqueada, a ambos lados, por los edificios laterales, que no se han derribado, de las mismas cuadras; esto hace prácticamente imposible el acceso lateral a la obra, salvo en los cruces con las calles transversales.

2. SOLUCIONES POSIBLES PARA LA REALIZACION DEL VIADUCTO

Una vez planteadas las condiciones específicas que plantea este viaducto, es necesario estudiar los posibles tipos estructurales que son adecuados en este caso, y dentro de ellos, considerando dichas condiciones particulares, elegir el más conveniente.

2.1. Rango de luces adecuado a este viaducto

La condición que fija la altura libre sobre el suelo del viaducto es únicamente el tráfico inferior, que obliga a un gálibo de aproximadamente cinco metros. La zona que recorre el viaducto es casi toda ella muy llana; por lo que la altura de rasante, salvo en puntos aislados, como distribuidores y la bajada al puerto, varia entre 6 y 9 m. Las calles que hay que salvar tienen, en general, menos de 25 m de ancho; y no existen otros obstáculos que exijan luces mayores.

Este planteamiento de luces nos lleva a realizar una estructura de luces medias (entre 15 y 40 m de luz).

Es en este rango de luces donde existe más diversidad de posibilidades estructurales y constructivas, y todas ellas en vigor actualmente, entre otras razones porque la mayoría de los puentes, y los urbanos casi en su totalidad, son de este tipo.

2.2. Tipos estructurales y sistemas constructivos adecuados a este rango de luces

En general, los tipos estructurales estan muy condicionados por el proceso constructivo que se vaya a seguir, y por ello no se puede hablar de tipos estructurales sin hablar al mismo tiempo de sistemas constructivos; es decir, cada tipo estructural será adecuado para uno o varios sistemas constructivos; y, al contrario, cada sistema constructivo será adecuado a uno o varios tipos estructurales.

Las soluciones más adecuadas para luces medias son las siguientes:

2.2.1. Puente losa

Las losas se utilizan para luces cortas y medias. En general, para las medias, la losa se hace aligerada, a fin de reducir peso y por ello cantidad de hormigón, y ganar eficacia resistente gracias al aumento de radio de giro. En general, la solución más adecuada de aligeramiento es la circular; porque a pesar de ser la menos efectiva, es la más facil de realizar, y permite hormigonar facilmente la sección completa en una sola fase.

Dentro de este tipo pueden considerarse las secciones transversales formadas por una zona central de losa aligerada, que concentra el trabajo longitudinal de la estructura, ampliada lateralmente por losas delgadas que funcionan como voladizos del núcleo resistente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Estructuralmente, la solución más adecuada es la contínua, aunque puede utilizarse cualquier otra solución.

El sistema de construcción más adecuado para este tipo de puentes es mediante cimbra, y hormigonando in situ.

La cimbra podrá ser convencional, de tubos o torres apoyados en el suelo, o bien autoportante que se apoya sobre las mismas pilas del viaducto, y lleva incorporados todos los mecanismos de traslado y colocación en la posición siguiente.

En puentes largos contínuos, la construcción se realiza por fases. En cada fase pueden construirse uno o varios vanos completos, o bien construir aproximadamente los tres cuartos de un vano, y un cuarto del siguiente, para aprovechar en peso propio las ventajas de la continuidad y evitar la junta sobre el apoyo; esta solución es la más utilizada en este tipo de obras.

2.2.2. Puente en cajón

La solución cajón, formada por losas y almas estrictas, tiene la ventaja sobre la anterior, de reducir peso y por tanto cantidad de hormigón, y ganar eficacia resistente. En cambio, su construcción es más complicada.

Esta solución puede realizarse in situ con las mismas posibilidades que la solución anterior, o bien prefabricada, por rebanadas de la sección completa, dividiéndose el vano en un número de dovelas variable en función del peso que se considere más conveniente de manejo. Las juntas entre dovelas pueden realizarse con hormigón; solución que se realiza, en muchas ocasiones, montando previamente las dovelas sobre una cimbra, hormigonando posteriormente las juntas y enhebrando a continuación los cables de pretensado. Pueden realizarse también las juntas, mediante pegado con resina epoxi que tiene dos misiones fundamentales: lubricar la junta, durante el montaje de las dovelas, para asegurar un perfecto acoplado entre ellas y pegar la junta, de forma que exista continuidad estructural entre ambos hormigones.

La construcción se realiza, en este caso, mediante cimbra o voladizos sucesivos, utilizando apoyos provisionales, pretensado provisional, atirantamiento provisional o valadizos libres, según sea el tipo estructural adoptado.

Otra solución que se ha utilizado en algún caso de puente muy largo es la prefabricación de vanos completos en el inicio de la obra, que se transportan sobre el puente ya construído y se montan mediante una viga de lanzamiento de gran envergadura.

2.2.3. Puente de vigas

Es una solución clásica de la prefabricación.

La subdivisión del tablero, en este caso, se realiza por fajas longitudinales; es decir, se divide en varias vigas simplemente apoyadas. Para completar la plataforma, generalmente se hormigona una losa sobre las vigas, en todo el ancho del tablero; puede también realizarse la unión de las vigas, hormigonándo únicamente las fajas que quedan entre los voladizos laterales de éstas, que llevarán los hierros salientes necesarios para la continuidad de la losa.

Las vigas se apoyan sobre cabezales, que a su vez se apoyan en las pilas; pues la falta de rigidez transversal del tablero, no permite un apoyo concentrado, como en los casos de losa y cajón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

3. PLANTEAMIENTO DE LA SOLUCION ADOPTADA

Vistas las características y condiciones particulares de la obra que se va a realizar, y las posibles soluciones que pueden utilizarse, es necesario analizar las ventajas e inconvenientes de cada una de ellas, para llegar a la solución más adecuada en nuestro caso. Las tres condiciones fundamentales que, como hemos visto, plantea esta obra son las siguientes:

1° Su extraordinaria longitud y superficie.

2° El plazo de dos años para la realización de la obra, desde su adjudicación hasta su terminación, que es muy reducido para la magnitud de este viaducto.

3° Su implantación urbana.

3.1. Industrialización

La primera condición, nos lleva claramente a plantear una industrialización, lo más completa posible, de la obra; es decir, acercar lo más posible la construcción a una actividad industrial.

Las dos posibilidades de industrialización existentes en el caso de un viaducto son las siguientes:

1° La prefabricación. Crear un taller fijo donde se fabriquen los distintos elementos del viaducto, que posteriormente se transportarán y montarán en su emplazamiento definitivo. Las operaciones que quedan por realizar en el tajo, serán las de unión de estas piezas, y construcción de los elementos no prefabricados. Según la cantidad de elementos que se realizan en el taller o en la obra, el grado de prefabricación será mayor o menor, pudiéndose llegar a una prefabricación casi total, de la misma forma que en las estructuras metálicas, en cuyo caso la única labor que hay que realizar en el tajo es la de unión de los elementos prefabricados.

2° La construcción in situ mediante una cimbra y un taller móvil que vaya fabricando los distintos elementos de la obra en su emplazamiento definitivo, trasladándose posteriormente para seguir el proceso.

Las dos alternativas de industrialización que se plantean, pueden resumirse de la siguiente forma: o bien llevar la obra al taller, o bien el taller a la obra.

Esta condición, que consideramos fundamental, va a condicionar la solución, en función del sistema constructivo que se va a emplear.

3.2. Análisis comparativo de las soluciones prefabricadas e in situ

Hemos visto tres soluciones posibles prefabricadas:

1° Tablero de vigas.
2° Tablero de dovelas.
3° Tablero en cajón completo.

In situ, las soluciones posibles son dos:

1° Tablero en losa aligerada.
2° Tablero en cajón.

Estas dos últimas plantean las mismas necesidades y exigen los mismos medios, por lo que en una primera aproximación pueden considerarse la misma.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

La solución de dovelas es compleja de medios; pero la envergadura de esta obra permite plantearse cualquier complejidad. Lo que la hace excesivamente complicada en nuestro caso, es su adaptación a las curvas, zonas de sobreancho y demás alteraciones que se producen en la sección normal del viaducto que, en esta obra, son muy frecuentes.

La construcción también es compleja, pues requiere una fabricación y montaje de gran precisión; lo que en una obra en que es necesario multiplicar los medios de forma extraordinaria, resulta difícil de conseguir.

Las juntas de resina epoxi son muy cómodas de realizar, pero necesitan hacerse con un cuidado muy especial: en la fabricación de la resina, que es muy sensible a inexactitudes en la mezcla y cambios de temperatura ambiente; en la limpieza de las juntas, y en el extendido. Teniéndo en cuenta la cantidad de juntas que había que disponer, y la velocidad con que era necesario hacerlas, nos pareció también muy difícil poder construirlas con suficiente garantía.

Por ello descartamos esta solución, sin necesidad de un estudio que permitiera una comparación económica.

Las dos soluciones de vanos completos, en cajón, por unidad de construcción: la prefabricada y la hormigonada in situ, son análogas.

En el primer caso, se tendrá un taller fijo donde se fabrica el cajón; unos medios de transporte sobre la estructura ya realizada, y una viga de lanzamiento que colocará el cajón en su sitio.

En el segundo, se tendrá un taller móvil que se mueve sobre el puente ya construído, y una viga que sirve para realizar el hormigonado sobre ellas y que puede desplazarse apoyándose en las pilas, para realizar las sucesivas fases.

De esta comparación se deduce que los medios que hay que utilizar en el primer caso, son mucho más potentes; pues una viga de lanzamiento tiene que tener todos los medios para trasladar y descender el cajón completo, y posteriormente moverse ella misma. El taller de fabricación, al ser fijo, puede ser más potente, con medios de curado al vapor y encofrado más perfecto; lo que permite aprovechar mejor los materiales y una velocidad de construcción mayor.

Los inconvenientes fundamentales de esta solución son los siguientes:

1° La diferencia de costo de los medios, que dado el corto plazo de la obra no permiten una amortización razonable de ellos; pues aunque su ritmo es más rápido, es necesario crear un número excesivamente elevado de talleres, medios de transporte y vigas de lanzamiento.

2° Esta potencia de medios los hace mucho más complicados de proyecto y de fabricación; lo que hubiera obligado a retrasar la iniciación de la obra considerablemente, acortándose por ello el tiempo de construcción.

3° Con este procedimiento, la solución estructural más adecuada es la de tramos simplemente apoyados; pues dar continuidad, a posteriori, con armadura activa o pasiva, complica mucho la solución. Por tanto es necesario realizar un doble apoyo en cada pila, y hacer juntas en todos los vanos.

El problema de apoyos se complica cuando se realiza un solo cajón independiente; porque para resistir la torsión es necesario colocar dos apoyos en cada extremo del tramo y, por ello, es necesario que el cajón quede perfectamente apoyado en cuatro puntos; lo que requiere una precisión muy grande, porque normalmente quedará apoyado isostáticamente en tres puntos, lo que aumenta considerablemente la torsión en el cajón, y disminuye su estabilidad.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

En nuestro caso, este problema podría evitarse realizándo la sección de cada vía con dos cajones, solidarizados mediante la losa intermedia, lo que permitiría apoyar cada cajón en dos puntos, únicamente.

4° La solución prefabricada es mucho más rígida, y por tanto es más difícil de resolver todas las alteraciones debidas a incorporaciones, distribuidores, etc., que en esta autopista, por ser urbana, se producen con mucha frecuencia.

Por todas las razones expuestas, igual que en el caso de dovelas, descartamos esta solución sin un estudio más detallado.

Nos quedan, por tanto, dos soluciones para comparar: la de vigas prefabricadas y la de construcción in situ con cimbra autoportante, que son las más universales para este tipo de viaductos.

Las ventajas e inconvenientes de ambas alternativas son las siguientes:

1° La prefabricación está condicionada por los medios de transporte y montaje; lo que, en general, obliga a fraccionar el dintel, limitando el peso y envergadura de los elementos que se van manejar. La construcción in situ, en cambio, permite utilizar elementos mucho mayores, pues unicamente es necesario mover la cimbra y el encofrado que, al ser metálicos, son mucho más ligeros.

En este caso, puede realizarse el dintel de una vez en su totalidad, sin necesidad de fraccionamiento, o bien con un fraccionamiento mucho menor si la relación ancho/luz lo hiciera conveniente.

2° La cimbra autoportante necesita una obra secuencial y de longitud importante, debido a que debe avanzar vano a vano y su montaje y desmontaje es largo y costoso. (En casos excepcionales, puede pasar por un vano sin construirlo y volver posteriormente atrás; pero en todo caso es necesario pasar la cimbra).

3° La misma condición de construcción secuencial, condiciona el ritmo de construcción, con la única posibilidad, para variar éste, de multiplicar el número de cimbras. La prefabricación, en cambio, permite reforzar medios más facilmente, adecuándolos al ritmo necesario.

4° La obra in situ es mucho más adaptable a las condiciones del medio, ya que pueden variarse las luces fácilmente sin alterar ninguno de los medios utilizados. En la obra prefabricada es mucho más difícil variar las luces según las necesidades, pues complica extraordinariamente el funcionamiento del taller, tanto en la fabricación como en el acopio de vigas, y es muy difícil realizar un encofrado que pueda adaptarse a cualquier variación.

5° La obra in situ puede hacerse contínua en las longitudes que se consideren convenientes. Esto tiene una ventaja muy importante en el funcionamiento de la autopista, pues pueden espaciarse las juntas a la longitud que se considere conveniente, lo que aumenta considerablemente la calidad de la rodadura sobre el pavimento. En nuestro viaducto, este problema es realmente importante; pues en caso de realizar tramos aislados, tendríamos una longitud de autopista de 8.500 m, con juntas cada 20 ó 30 m, que por mucho cuidado que se ponga en su colocación, se notan mucho más que las juntas de un pavimento rígido.

Este problema puede evitarse parcialmente en la solución de vigas, dando continuidad a la losa superior únicamente. Esta solución se ha utilizado muy frecuentemente, pues complica mucho menos la construcción que dar continuidad estructural a las vigas, y desde el punto de vista de rodadura es igual, aunque no se puede llegar a longitudes tan grandes entre juntas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

3.3. Razones para adoptar la solución in situ

Vistas las ventajas e inconvenientes de ambas soluciones, aplicándolas a nuestra obra, nos inclinamos claramente por la solución contínua in situ, por las siguientes razones:

1° La velocidad de obra requerida obliga a realizar unidades lo más grandes posibles.

2° En nuestro caso, es posible y necesario plantear una obra secuencial; pues con el ritmo que requiere la construcción no puede considerarse la posibilidad de un montaje menos organizado. Sería muy complicado, además, dada la implantación del viaducto, dejarse tramos aislados sin montar, porque estos quedarían sin otro acceso que el propio viaducto, al existir casas a ambos lados. Por ello, esta ventaja de la prefabricación no es válida en este caso.

3° Tampoco nos parece importante la ventaja de la prefabricación, en cuanto a mayor agilidad en la posibilidad de variación en los ritmos de construcción; pues dada la envergadura de esta obra, no es fácil variar sustancialmente los medios que hay que disponer, sin una programación a largo plazo.

4° En nuestro caso, como ya indicábamos anteriormente los condicionantes del medio son muy importantes, por heterogeneidad de los cruces de las calles que pasan bajo el viaducto; lo que hace imprescindible contar con una solución que permita variar con facilidad las luces. Esta razón consideramos que es una de las fundamentales para inclinarnos por la solución contínua in situ.

5° Los problemas que plantea en esta obra el montaje de vigas prefabricadas son importantes:

a) Sería necesario el traslado de las vigas por la ciudad; lo que resulta difícil por la envergadura de las piezas y el tráfico existente en las calles adyacentes.

No podemos contar con utilizar la traza del viaducto para el transporte de las vigas durante toda la obra, pues sería necesario tenerla limpia hasta el tajo; lo que no es posible por las distintas operaciones que hay que realizar en ella, como limpieza, construcción de cimentaciones y pilas, etc., y no es posible, por falta de espacio, realizar vías de servicio laterales.

b) Al estar flanqueado el viaducto, en zonas grandes, por casas a ambos lados, se complica extraordinariamente el montaje; pues las últimas vigas tendrían que montarse desde el propio viaducto ya realizado, o desde el frente de avance, sin posibilidad de un montaje lateral con grúas, que es siempre el más conveniente.

6° Como ya se ha indicado, en esta autopista existen muchos puntos singulares, debidos a incorporaciones, salidas, distribuidores, etc. En la solución prefabricada, estos puntos es necesario resolverlos mediante cabezales especiales, y distribuciones irregulares de vigas; lo que por un lado dificulta la obra, por el número de elementos especiales a realizar, y, por otro lado, estas zonas resultan poco ordenadas y por tanto la solución queda forzada.

7° En nuestra opinión la solución in situ sobre pilas independientes es mucho más simple de elementos y formas, y resuelve mucho más limpiamente todos los puntos singulares. En conjunto nos parece una solución formalmente más acertada; lo que en una obra en ciudad es un factor fundamental a tener en cuenta.

Entre todas las razones aducidas en favor de la solución in situ, ésta nos parece una de las más importantes; y su importancia aumenta cuando los problemas de obra se han acabado y se ve el viaducto terminado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Todas estas razones cualitativas deben ir acompañadas de un estudio cuantitativo de costes de ambas soluciones, teniendo en cuenta todos los factores expuestos.

En nuestro caso, este estudio ha sido favorable a la solución in situ; aunque, dadas las condiciones de la obra, lo fundamental era encontrar la solución que más posibilidades tuviera de poderse realizar en el plazo fijado, lo que no era una empresa fácil.

3.4. Sección transversal

Decidida ya la solución contínua in situ, queda por decidir entre la solución de losa aligerada y la solución en cajón.

La solución en cajón tiene las siguientes ventajas:

- La cantidad de hormigón es menor. Esta ventaja, además de reducir la medición de este material, aumenta la eficacia de la sección y reduce peso; lo que aligera la cimbra y la cantidad de armadura longitudinal, aunque aumenta ligeramente la transversal.

Por todo ello, desde el punto de vista teórico, es más adecuada que la solución aligerada. El inconveniente fundamental de esta solución radica en la construcción, que es mucho más complicada:

1° El cajón tiene que construirse en dos fases para asegurar un buen hormigonado de la losa inferior.

2° El encofrado interno resulta muy complicado, pues tiene que abatirse en el interior para poderlo sacar, y obliga a una tercera fase para hormigonar la riostra sobre pilas una vez recuperado éste.

3° La colocación de las armaduras activas y pasivas se complica considerablemente, pues ha de concentrarse en las almas y losas.

Todo ello encarece la obra, y sobre todo disminuye considerablemente el ritmo; lo que nos ha llevado a adoptar la solución losa con aligeramientos circulares. La solución cajón es, en general, más adecuada para luces mayores.

A partir de aquí, llamaremos cajón a la zona de losa aligerada donde se concentra la flexión longitudinal, aunque en sentido estricto no sea una sección cajón.

B DEFINICION GENERAL DEL PROYECTO

En el total de la obra que había que realizar, el tronco de la autopista representa aproximadamente el 90 por 100. Por ello, el problema fundamental, y a ello se ha dedicado la primera parte de la conferencia, es la elección de la solución del viaducto principal. El resto de los elementos que componen el conjunto de la obra, se proyectaran en función de la solución elegida.

Por ello, estudiaremos primero el viaducto principal y posteriormente el resto de las obras que hubo que realizar.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

1. PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL DEL VIADUCTO

1.1. Organización longitudinal

Se ha adoptado la solución de viga continua que, debido a la longitud total de cada zona elevada, es necesario dividirla en tramos independientes.

Un estudio inicial de la cantidad de materiales, teniendo en cuenta infraestructura y superestructura, dió una luz óptima de aproximadamente 20 m; la luz máxima necesaria en el viaducto, por condiciones de la ciudad, es de aproximadamente 30 m. En función de estas luces se ha adoptado un canto constante, para todo el viaducto, de 1,20 m, que es un poco más del dieciseisavo para 20 m de luz y el veinticincoavo para 30 m. Esta variación de esbelteces cubre casi totalmente la gama más adecuada para un puente de luces medias.

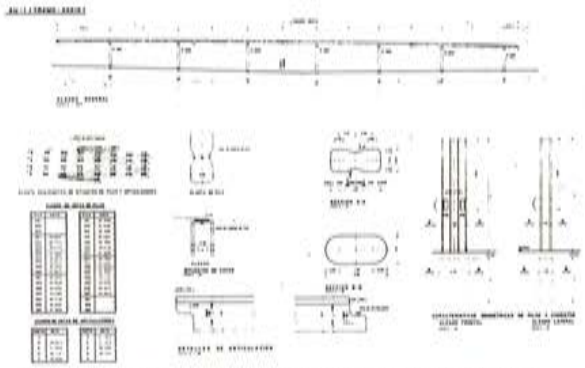


Fig. 3. Alzado y planta de un tramo del viaducto.

Un primer problema es la longitud de los tramos continuos entre juntas. Esta longitud depende, fundamentalmente, del tipo de apoyo que se adopte. El más adecuado y económico es el de neopreno, que permite el giro necesario en este tipo de obras; un desplazamiento máximo entre pila y dintel, en función de su espesor; y produce, en función de su rigidez, unos esfuerzos en la pila debidos a la deformación conjunta de ambos elementos. La altura máxima del neopreno viene fijada por la esbeltez máxima permitida; lo que limita los desplazamientos que pueden lograrse entre dintel y pilas mediante este tipo de apoyo. Para desplazamientos mayores es necesario utilizar apoyos de neopreno-teflón, que son mucho más costosos y complicados de colocación. Por ello, se ha limitado la longitud del tramo a la máxima posible que permita utilizar apoyos de neopreno, en todas las pilas. En este viaducto, puede llegarse así a longitudes de tramo de unos 150 m; este máximo está fijado, en general, por limitación de flexiones en las pilas, más que por capacidad de deformación del neopreno. Esta longitud podrá ser mayor en los tramos de pilas más altas.

La distancia entre juntas, de 150 m, resulta muy conveniente para la rodadura, pues las espacía suficientemente, y no obliga a una junta de pavimento excesivamente grande y costosa.

La separación entre tramos se realiza mediante junta a media madera en un punto intermedio de los vanos extremos del tramo. En ellas, los apoyos tendrán que ser de neopreno teflón, porque su desplazamiento es doble que los de las pilas extremas; pero la reacción en la media madera es mucho más pequeña que en las pilas, y por ello estos apoyos resultan bastante económicos.

Como ya se ha indicado, el viaducto se construye por fases; en cada fase se construye una parte de un vano, que se solidariza con la parte del mismo vano ya construida y una parte del vano siguiente. Para obtener la proporción óptima de las dos fracciones en que se divide el vano durante la construcción, se estudiaron varios casos, con distintas posiciones de la junta y distintas luces. La solución más conveniente es la que necesita un pretensado

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Fig. 4. Vista inferior del viaducto.

constante a lo largo de todo el vano; pues la cantidad de pretensado es mínima, reduce el número de anclajes y simplifica el cableado.

En nuestro caso, teniendo en cuenta el tipo de cargas, la solución más conveniente es la que sitúa la junta de construcción a los dos novenos de un apoyo y siete novenos del siguiente. En esta elección es necesario tener en cuenta la junta a media madera de separación de tramos, que teóricamente sería más conveniente situar en posición distinta a la de las juntas de construcción porque, al ser articulada, varia la ley de esfuerzos en el apoyo anterior y en el vano; pero esta variación obligaría a considerar distintas posiciones de carga en las cimbras, lo que hace más conveniente situarlas en el mismo punto.

1.2. Organización transversal

1.2.1. Definición de la sección transversal

Hemos visto que el ancho total de la autopista es de 37 m, dividido en dos vías de tráfico separadas, de 18,10 m cada una; la estructura se ha resuelto de la misma forma, mediante dos viaductos independientes.

Cada uno de los viaductos, dado su ancho total, se ha dividido en dos cajones con voladizos laterales y una losa de unión entre ellos, pues la solución de un solo cajón obligaría a voladizos laterales excesivamente grandes, si se quiere mantener la misma proporción de zona de cajón y losa delgada y por tanto la misma cantidad de hormigón.

Por ello, cada viaducto se compone de dos cajones apoyados en pilas independientes. En esta solución de dos cajones, conviene construir cada uno de ellos por separado, para simplificar las cimbras, dar mayor elasticidad a la obra, y tener un volumen por unidad de obra más adecuado. Por ello, la construcción se realiza en frentes de trabajo de cuatro viaductos independientes, que posteriormente se unen dos a dos mediante el hormigonado de la losa de empalme.

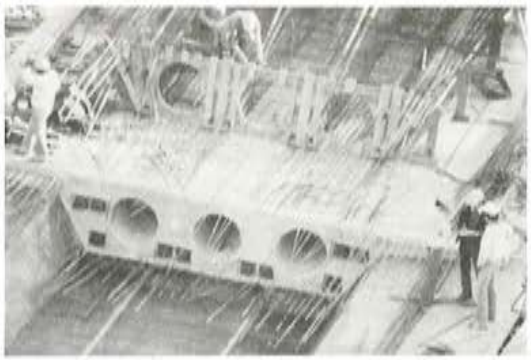


Fig. 5. Junta entre fases de construcción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

El cajón tienen forma trapecial, con cuatro metros de fondo y cinco en cara superior, un canto de 1,20 y tres aligeramientos circulares de 0,80 m. El número de aligeramientos es reducido para el ancho total de la sección y por ello poco eficaz; pero de esta forma se simplifica la construcción, al tener unas almas anchas que permiten un cableado muy simple, lo que, en conjunto, resulta más conveniente.

1.2.2. Disposición transversal de los apoyos

Longitudinalmente, el viaducto está formado por dos cajones, apoyados en pilas independientes mediante articulaciones de neopreno, unidos transversalmente por una losa. Falta por definir la vinculación transversal del tablero a las pilas. Pueden plantearse dos alternativas:

- Coacción máxima al giro transversal, mediante dos apoyos de neopreno sobre cada pila, situados a la máxima separación posible dentro de ésta.
- Coacción mínima al giro, mediante un solo apoyo situado en el centro de la pila.

La primera solución tiene las siguientes ventajas e inconvenientes:

a) Produce prácticamente un empotramiento a torsión del cajón; lo que aumento su rigidez al giro transversal y, por tanto, los esfuerzos en la losa de unión serán más pequeños que en el segundo caso.

b) Se reducen los esfuerzos de torsión en el cajón, por que al estar empotrado en todas las pilas, no se acumula el efecto de varios vanos, como sucede en la solución articulada, a pesar de que su mayor rigidez hace que los torsores inducidos por unidad de longitud en el cajón sean mayores.

c) Produce, en cambio, una flexión transversal importante en las pilas y cimientos.

d) Su mayor rigidez transversal hace esta solución más sensible a la oblicuidad de las pilas; lo que aumenta considerablemente la armadura de las losas en los tableros oblicuos.

Estas dos últimas condiciones, fundamentalmente la flexión en las pilas y cimientos, nos ha llevado a adoptar la solución articulada, mediante apoyo de neopreno único centrado sobre la pila; de esta forma se reduce al mínimo esta coacción, aunque hay que tener en cuenta la rigidez al giro del neopreno, variable según su espesor.

1.3. Subestructura

1.3.1. Cimentaciones

Las características geotécnicas del suelo, en la mayor parte del viaducto, permiten cualquier tipo de cimentación: Cimentación superficial mediante zapata, o pilotes semiprofundos.

Fig. 6. Pilas y cimentaciones en la zona del metro.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Por ello, se estudiaron dos alternativas: O bien cimentación superficial mediante una zapata por pila, o bien una cimentación semiprofunda mediante un pilote semirrectangular por pila.

En el estudio económico inicial, ambas soluciones eran análogas; pero se eligió la solución de cimentación semiprofunda porque presenta las siguientes ventajas que repercuten también en la economía de la obra:

1° La solución es mucho más industrializada; lo que permite más rapidez por unidad de cimentación, y mayor regularidad de construcción.

2° El volumen de excavación es mucho menor; lo que simplifica el transporte del material de excavación, y permite tener la traza limpia, en todo momento.

3° El riesgo de alteración de las cimentaciones de las casas circundantes es mucho menor.

Lo acertado de esta elección se ha confirmado claramente; porque, dadas las características del suelo, la excavación se hacia muy rápida, y en general sin necesidad de bentonita.

1.3.2. Pilas

Esta cimentación semirectángular, de 2,20 por 1,00 m, se prolonga mediante una pila, de sección también semirectángular, de 1,80 por 0,8 m.

Para definir la pila es necesario tener en cuenta las siguientes condiciones:

1° En el viaducto principal, la pila tiene un apoyo central único; pero en los ramales se realiza un doble apoyo para conseguir su estabilidad.

En muchas pilas de ramales ha sido necesario anclar el tablero mediante apoyos anclados, o bien mediante cables de pretensado; pues el par máximo logrado con el doble apoyo era insuficiente para la estabilidad del tablero.

2° La cimbra autoportante se apoya en las pilas mediante dos vigas alojadas en unos agujeros situados en los bordes de las pilas, para independizarse del suelo.

Por estas razones, se ha proyectado una pila que concentra su masa en los extremos y se estrecha en el centro, a pesar de ser una solución teóricamente contraria a la más adecuada en el viaducto, que, al tener apoyo único, debería concentrar la masa en el centro.

Estas pilas se han dimensionado para alturas de 6 a 9 m; pero en los distribuidores se ha llegado a alturas de 16 m. La esbeltez resultante ha obligado a un estudio de estabilidad de un tramo completo, teniendo en cuenta la cimentación, que tiene una sección análoga a la de las pilas, y la coacción horizontal del terreno.

1.4. Variaciones y singularidades que hay que tener en cuenta en el proyecto del viaducto principal

Una vez definida la estructura es necesario tener en cuenta los siguientes problemas:

1.4.1. Distintas secciones que hay que considerar en el viaducto

a) La sección normal, prevista para cuatro carriles, tiene un ancho total de 18,10 m; para este ancho se ha dimensionado el viaducto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

b) Las zonas de sobreancho que se producen por la proximidad de una rampa de incorporación y otra de salida, tienen un carril más para el trenzado; por ello, la plataforma tiene un ancho total de 21,10 m. Esta sección se resuelve aumentando simétricamente los voladizos laterales y la losa de unión. A partir de este ancho es necesario introducir el cajón adicional de la rampa.

c) En los distribuidores, la sección pasa de cuatro carriles a tres. En este caso, la sección tiene un ancho total de 14,60 m que se resuelve disminuyendo simétricamente los voladizos y la losa central.

d) Zona sobre el subterráneo. Esta zona tiene el mismo ancho de plataforma que la sección normal; pero entre ambos viaductos es necesario construir un subterráneo, que obliga a dejar una separación libre, entre las dos cimentaciones interiores, de 8,40 m, que sumada al ancho de los cimientos dá una distancia entre ejes de pilas de 10,60 m. La sección normal tiene 9,85 m; lo que hace necesario aumentar la separación de las pilas en 0,75 m. Esta separación obliga a remeter los dos cajones de cada viaducto hacia su centro; por lo que la sección resultante tiene vuelos asimétricos en cada cajón. Pero esta asimetria es pequeña y no produce problemas de estabilidad durante la construcción. Una vez solidarizadas las losas, el funcionamiento de los dos cajones unidos es igual que en el caso general.

El pilote de cimentación queda dentro del hastial del túnel, pero separado de él por una junta, para independizar los posibles asientos de las dos estructuras.

Por tanto, todos los casos se resuelven con la misma cimbra, variando únicamente el tamaño de los voladizos laterales del cajón.

1.4.2. Rampas de entrada y salida

A lo largo de la autopista es necesario realizar una serie de ramales en los distribuidores, y de rampas de entrada y salida, y dejar prevista para una segunda fase, cuando el régimen de la autopista sea abierto, la posibilidad de construir otra serie de ellas. El número de rampas construidas en primera fase es de 20 y en segunda fase de 8; lo que hace necesario resolver su incorporación a la autopista de forma que la alteración que se produce no afecte a la construcción general del viaducto.

La rampa tiene una primera parte solidaria del tronco, que le produce un sobreancho, y una segunda parte separada, hasta llegar al suelo, que puede resolverse con una estructura independiente.

Para evitar alteraciones en la construcción del tronco, la parte solidaria de la rampa se realiza con un cajón independiente, unido al tronco únicamente por la losa. Por tanto, el tronco puede construirse normalmente, dejando únicamente los hierros de espera para el hormigonado posterior de la losa de unión. Con el fin de reducir la longitud del cajón de la rampa, los dos cajones del tronco se abren para cubrir parte del sobreancho. Una vez separada la rampa del tronco, se independiza la estructura mediante una articulación a media madera. La secuencia de la construcción será la siguiente:

- Primero se construye el tronco principal, normalmente, recortando la losa en la zona del cajón lateral.
- Posteriormente, con cimbra convencional se construye la zona de rampa solidaria al tronco, pero independiente de éste, dejando una faja de losa sin hormigonar; una vez terminada se pretensa y descimbra, procediéndose luego al hormigonado de la losa de unión. La razón de independizar inicialmente ambos cajones es para evitar que los esfuerzos de peso propio y pretensado del cajón lateral, produzcan esfuerzos adicionales en la losa.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

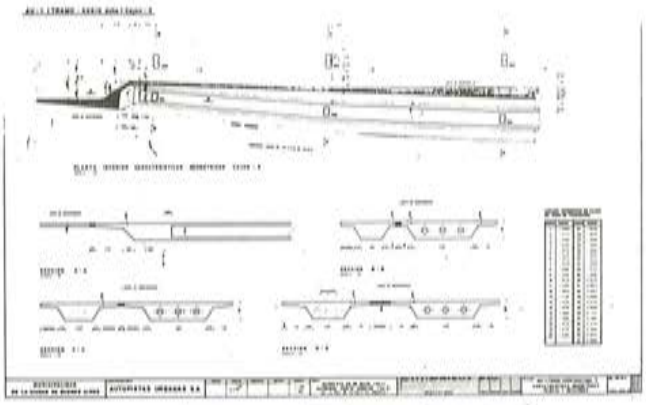


Fig. 7. Rampas de acceso a la autopista.

Existen tres geometrías distintas; una para las rampas de incorporación, otra para las de salida y otra para los casos en que una rampa de entrada y otra de salida estan muy próximas lo que exige un sobreancho constante entre ellas para el trenzado de los vehículos. Con estos tres tipos se han realizado todas las rampas del viaducto.

Todas ellas tienen un solo carril, con un ancho total de plataforma de 6,60 m. Este ancho es excesivamente pequeño para el cajón utilizando en el viaducto. Por ello se ha definido un nuevo cajón, más estrecho, con la misma forma que el anterior. Las pilas, igualmente, serán más estrechas que las del viaducto principal.

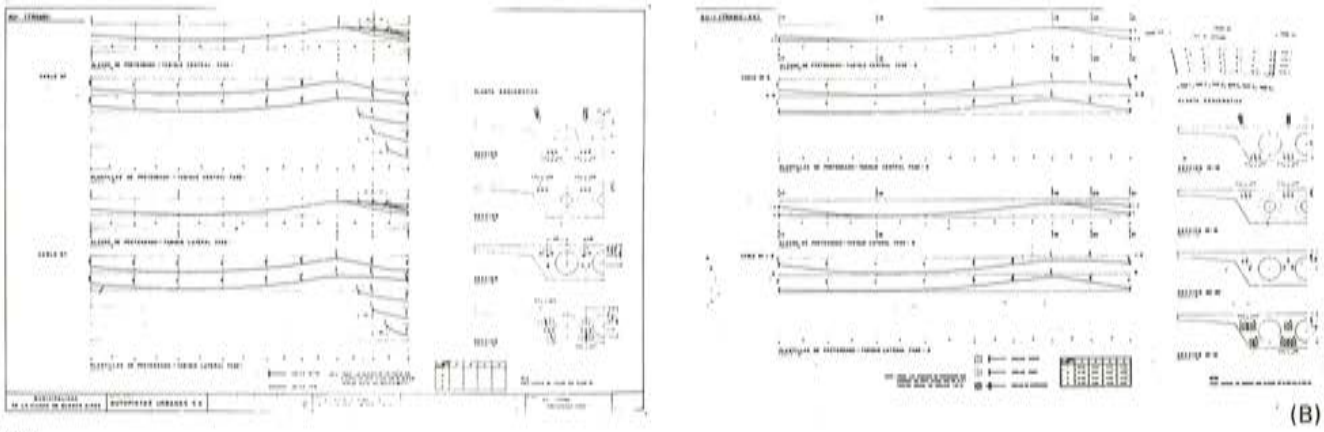
De la misma forma se resuelven las incorporaciones y salidas de los ramales de los distribuidores, aunque en éstos la geometría de cada caso es diferente y la longitud solidaria del viaducto, en alguno de ellos, es mucho mayor, por tener dos carriles de circulación que obligan a aumentar la longitud de incorporación.

1.5. Disposición de las armaduras activas en el tablero

La construcción se realiza fase a fase, construyéndose en cada una de ellas los siete novenos de un vano, y los dos novenos del siguiente; la armadura activa se introduce también fase a fase y es necesario asegurar su continuidad en las juntas; la posición de éstas se buscó de forma que la armadura de pretensado fuera constante en toda la longitud, aunque esta posibilidad es teórica porque las articulaciones a media madera y los cambios de luces varian este planteamiento.

Existen dos posibilidades de dar continuidad a la armadura activa en la junta:

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026



(A) (B)

Fig. 8. A) Pretensado de una fase con anclajes de continuidad.
B) Pretensado de una fase con colape de los cables.

1° Dar continuidad al pretensado, mediante acopladores que prolongan directamente las unidades de la fase anterior.

2° Solapar los cables de una fase con los de la siguiente, de forma que se asegure un correcto funcionamiento de la estructura.

Estas dos posibilidades son las mismas que existen en cualquier solape de armadura pasiva.

La primera solución es más adecuada y correcta técnicamente, pues el cableado es más simple, y el funcionamiento estructural más claro; pero tiene dos inconvenientes:

a) El coste del acoplador, que es siempre una pieza cara aunque su precio varia según el sistema adoptado.

b) Para hacer el empalme es necesario montar la unidad de pretensado completa; lo que no permite montar primero las vainas vacias, y enhebrar los cables una vez hormigonada la fase, que es siempre el procedimiento más cómodo y económico de montar el pretensado.

Ambas soluciones son perfectamente válidas y de hecho, en este viaducto, se han utilizado las dos; la primera con el sistema BBR y la segunda con el sistema CTT, aunque la mayoría del viaducto se ha realizado con el segundo procedimiento.

El tesado de las armaduras se realiza únicamente desde el extremo libre. En el caso de cruce de armaduras se dejan, en la fase anterior, unos cajetines para el enhebrado de los cables de la fase siguiente. Estos cajetines se dimensionan unicamente para enhebrado y no

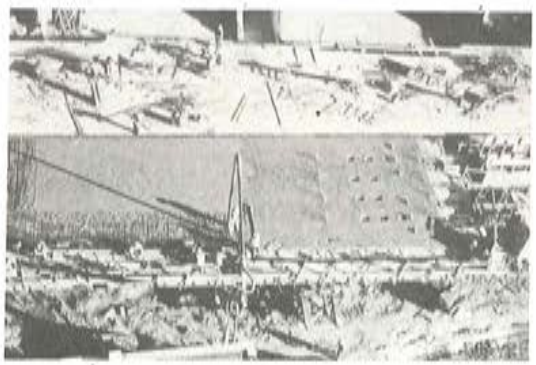


Fig. 9. Hormigonado de un tablero con los cajetines de enhebrado del pretensado de la fase siguiente.

para tesado, porque de esta forma resultan mucho más pequeños y puede resolverse la perturbación que producen en la armadura de la losa, agrupando los hierros sin necesidad de soldar armaduras posteriormente, como suele ser necesario en caso de cajetines activos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Se ha seguido el criterio de pretensado parcial para dimensionar la armadura activa; es decir, dentro de las normas vigentes en este proyecto, admitir el máximo de tracciones en el hormigón, tracciones que se resisten mediante armadura pasiva.

Esta solución tiene la ventaja de reducir el número de unidades, permitir un mejor aprovechamiento de ellas, y tener una mayor flexibilidad en el proyecto; lo que se traduce en una mayor regularidad en el número de cables, en su trazado, y en todos los demás problemas de pretensado.

En este caso, además, tiene la ventaja de que parte de la armadura pasiva adicional es la misma que la de torsión, porque la máxima flexión no es simultánea con la máxima torsión; de esta forma se consigue una economía importante de armadura.

2. INFLUENCIA E INTERACCION DEL PROGRAMA DE OBRA Y EL PROYECTO

Conocido el sistema constructivo y estimados los ritmos de construcción, fue necesario, por parte de la programación de obra, fijar un número determinado de frentes de avance para poder cumplir el plazo.

El número de frentes de trabajo fijados fue de ocho; lo que supuso la utilización de treinta y dos cimbras, porque cada frente tiene cuatro, una por cajón. Por ello, se fijaron una serie de puntos de arranque y unos sentidos de avance.

Todo este planteamiento de la obra es necesario tenerlo en cuenta en el proyecto, porque el cálculo debe seguir exactamente el mismo proceso, por tratarse de una estructura evolutiva en la que las acciones de peso propio y pretensado van apareciendo en cada una de las fases, y por tanto en estructuras diferentes; problema que luego se verá en detalle, en el cálculo.

Por ello, para realizar el proyecto es necesario tener perfectamente programada la obra, pues cualquier cambio de sentido de avance, o de punto de iniciación de la construcción, lo varia totalmente.

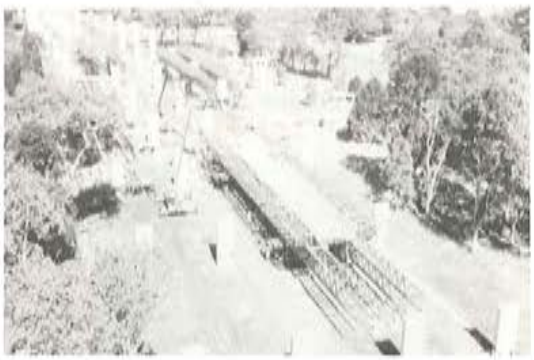


Fig. 10. Montaje de las cimbras autoportantes.

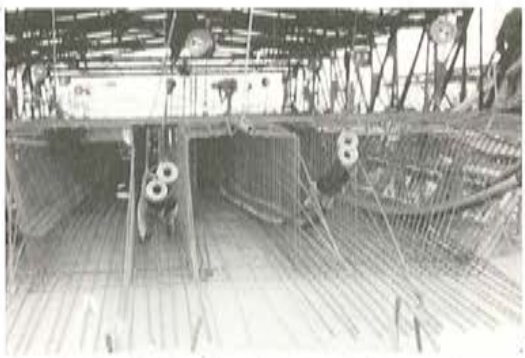


Fig. 11. Prefabricación de la armadura en el taller móvil.

El ritmo de la obra también es necesario tenerlo en cuenta en el proyecto, para estudiar correctamente los fenómenos de fluencia y retracción que, en este caso, debido a la velocidad de construcción, son más importantes de lo normal.

La construcción se realiza mediante la cimbra autoportante y el taller móvil. En el taller móvil se prefabrica la armadura del vano siguiente; lo que permite, una vez movida la cimbra, tener en unas horas la fase dispuesta para hormigonar.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

De esta forma se ha llegado a un ritmo normal de construcción de cuatro días por fase, que en ocasiones, por necesidades de programa, se ha reducido a tres. Para conseguir este ritmo es necesario poner en carga el hormigón con una edad aproximada de dos días; lo que se podía conseguir gracias a que el hormigón tenía altas resistencias iniciales; pero los efectos de la fluencia y retracción que hay que considerar son mayores de los que normalmente se tienen en cuenta.

3. OBRAS ADICIONALES UNIDAS AL VIADUCTO PRINCIPAL

Además del viaducto principal es necesario realizar una serie de obras adicionales; unas que afectan al viaducto, y otra que son independientes de éste:

3.1. Rampas de entrada y salida

La zona de rampas independiente del viaducto, se han realizado con la misma solución estructural del tronco, pero con un solo cajón, de 2,20 m de ancho inferior, prolongado por vuelos hasta completar los 6,60 m de plataforma.

El proceso constructivo es análogo al del viaducto; pero su pequeña longitud no hace aconsejable la utilización de cimbras autoportantes, porque éstas necesitan un tiempo largo de montaje y desmontaje. Este tiempo tiene poca importancia cuando la longitud del viaducto que se va a realizar es considerable; pero en longitudes cortas resulta más adecuado utilizar cimbra convencional.

En cada fase, normalmente, se hacen dos vanos para conseguir un ritmo adecuado; pues el montaje de la cimbra convencional y del encofrado es mucho más lento que el movimiento de la cimbra autoportante.

3.2. Distribuidores en las intersecciones con vías principales

Existen tres distribuidores en esta autopista:

1° Distribuidor de General Paz. La interconexión de tráfico entre ambas autopistas se realiza con un nudo a tres niveles, con tres ramales elevados: dos de dos carriles y uno de un solo carril.

Fig. 12. Distribuidor de General Paz.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

2° Distribuidor de 9 de Julio. En este caso se produce un nudo a dos niveles en la fase actual, porque inicialmente no se construyen todos los ramales. En segunda fase pasará a tres niveles, una vez que se deprima la 9 de Julio y se complete el nudo. Este nudo ha sido muy difícil de resolver, tanto desde el punto de vista vial como estructural, pues había que tener en cuenta la situación actual del tráfico en la 9 de Julio, la situación futura, los servicios existentes, y varias líneas de subterráneo que pasaban por esta zona.

3° Distribuidor de Ingeniero Huergo. Este ha resultado el más complicado de todos, porque obligaba a prever las siguientes fases:

a) Situación inicial, en la que todo el tráfico termina en Ingeniero Huergo.

b) Continuación de la autopista hacia el puerto.

Fig. 13. Distribuidor de 9 de Julio, 1.ª Fase.

Fig. 14. Distribuidor de Ingeniero Huergo.

c) Enlace posterior de esta autopista con la costera.

Esta complicación de enlaces ha obligado a elevar la autopista considerablemente.

En la fase inicial, se han construido los dos ramales estrechos de enlace con Ingeniero Huergo y actualmente se está construyendo la prolongación de la autopista.

Los ramales de los distribuidores se han realizado con la misma solución que las rampas, utilizando un cajón ancho o estrecho, según sean de uno o dos carriles.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Aunque en muchos casos su longitud hacia posible la utilización de cimbras autoportantes, la construcción se ha realizado con cimbra convencional, de la misma forma que las rampas. La razón fundamental para no utilizar cimbras autoportantes, que hubieran mejorado los ritmos de construcción, se debe a las condiciones de trazado; porque la curvatura de los ramales obliga a utilizar cimbras con encofrado ajustable, para poder dar curva al cajón.

b) terminado

a) construcción sobre cimbre

Fig. 15. Ramal del distribuidor de General Paz.

Las cimbras autoportantes pueden construirse con la posibilidad de corregir el encofrado sobre las vigas portantes, tanto en planta como en alzado, y conseguir de esta forma un dintel curvo; pero la operación es muy lenta. Por esto, en el tronco se ha utilizado cimbra con encofrado fijo, que realiza el cajón recto entre pilas; en este caso el trazado del cajón es poligonal, solución perfectamente aceptable cuando las curvaturas son pequeñas, pero no en ramales con curvaturas muy grandes.

En cada fase, generalmente, se construyen dos vanos, por la misma razón que en las rampas de acceso.

3.3. Cruce con las vías de ferrocarril

El cruce de la autopista sobre el ferrocarril, no permitía la utilización de las cimbras, porque las luces impuestas por la oblicuidad del cruce eran mayores de las posibles con esta solución, y la altura libre que dejan las cimbras durante la construcción era menor que la exigida.

Por ello, se decidió realizar una pérgola, solución muy clásica para cruces muy oblícuos, porque reduce la luz estructural al mínimo, que es la perpendicular al cruce, a cambio de ensanchar considerablemente la estructura.

Fig. 16. Vista aérea de la pérgola durante la construcción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

La pérgola se ha realizado con vigas prefabrivadas, entre otras razones por la necesidad de mantener el tráfico del ferrocarril durante la construcción; el montaje se hacia, por la noche, en las horas en que el ferrocarril no funciona.

Fig. 17. Vista inferior de la pérgola.

Las vigas se apoyan sobre una viga contínua, con luces de 8 m, transversal a los cajones del tronco de la autopista, y unida a ellos.

Una vez montadas las vigas, se hormigona la losa de unión entre ellas, únicamente en la zona ocupada por la plataforma de la autopista, dejando en el resto abierto la zona entre vigas.

Como las vigas, según su posición, tienen solicitaciones distintas, se dimensionó un pretensado parcial, común a todas ellas, variando la armadura pasiva complementaria, según la solicitación de las vigas.

Las vigas son de inercia variable, para reducir al mínimo el canto en la zona de apoyo, y conseguir de esta forma que la viga transversal tenga el mismo canto que el viaducto.

4. OBRAS INDEPENDIENTES DE LA AUTOPISTA PRINCIPAL

En la zona de tierras de la autopista, ha sido necesario realizar una serie de obras:

4.1. Losa de la Avenida del Trabajo

En la intersección de la Avenida del Trabajo con la autopista, se cruzan también las calles de Lacarra y Derqui, lo que obliga a realizar un paso sobre la autopista, de grandes dimensiones.

Se ha resuelto con una losa aligerada, de dos vanos continuos, apoyada en los estribos y en una línea de columnas situadas entre las dos vías de la autopista.

El problema singular de esta losa es el de las embocaduras, que son muy curvas, para limitar la losa estrictamente a las necesidades viales. Esta geometría obliga a abanicar los aligeramientos, para poder realizar un armado adecuadamente repartido en toda la losa; y, por ello, la armadura activa tiene un trazado curvo, en planta, que se va acentuando a medida que se acerca a los bordes. La tracción en planta que se produce por la curva de los cables, se resiste mediante un pretensado transversal situado en la riostra sobre las pilas centrales.

La construcción se realizó, mediante cimbra convencional, en tres fases, dividiendo la losa en tres fajas longitudinales. Cada fase se construía adosada a la anterior, para evitar la complicación que supone dejar una junta entre fases. Por tanto, existe una interacción en la

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

junta entre una fase ya descimbrada y la fase construida a continuación, cuyas acciones de peso propio y pretensado quedan coaccionadas por dicha junta. Este problema se resolvió tesando inicialmente solo una parte de los cables de los tabiques contiguos a la junta, para resistir el peso propio, y una vez terminada la losa se completó el pretensado.

C REALIZACION DEL PROYECTO Y PROCESOS DE CALCULO

1. PLANTEAMIENTO GENERAL DE LA EJECUCION DEL PROYECTO

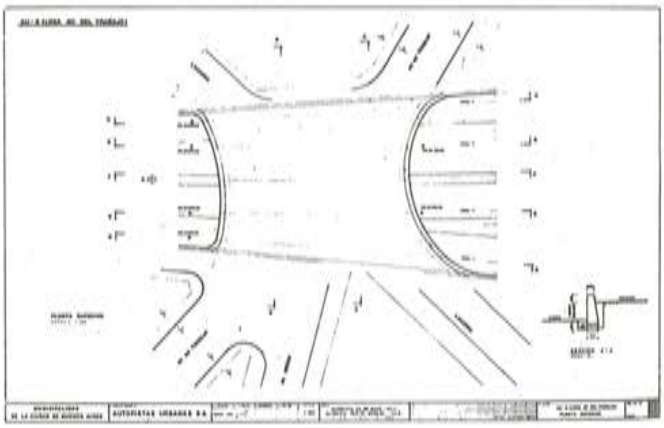
Se ha visto ya que el tamaño del viaducto que había que construir, y el plazo exigido para su construcción, han sido condiciones fundamentales para la elección de la solución y el planteamiento de la obra, pues no resultaba tarea fácil realizar la obra en el plazo.

Tampoco se presentaba como tarea fácil realizar el proyecto en un plazo un poco más reducido que la obra; pues, dadas las condiciones de la ciudad, resulta imposible realizar un proyecto unitario que pueda repetirse sucesivamente. De los 100 tramos en que esta dividida la autopista, no ha podido reutilizarse el proyecto de ninguno de ellos; y en más de un 30 por 100, el tramo de la vía derecha es distinto del de la vía izquierda.

Por tanto, igual que se ha considerado necesario industrializar la construcción al máximo, el proyecto necesita también industrializarse al máximo, para poder realizarlo en el plazo previsto. Esta industrialización se traduce en una automatización del cálculo mediante ordenador.

Este planteamiento nos llevó a hacer un programa especial para esta obra, o más exactamente, un conjunto de programas, que partiendo de los mínimos datos posibles que definen la estructura, realizara automáticamente el cálculo y la definición de cada tramo completo. Esto ha podido realizarse gracias a la gran envergadura de la obra, porque supone una parte importante del presupuesto total del proyecto, y solo en casos extraordinarios puede resultar rentable. En este caso sí lo ha sido; pero la razón fundamental por la que se decidió automatizar el cálculo al máximo fue por plazo más que por costo; y en esta dirección se orientó la realización del programa.

Para realizar este trabajo ha sido necesaria la utilización de dos ordenadores; un 1830, con 64 K palabras, y tres discos de 512 K palabras, dedicado exclusivamente al cálculo del viaducto principal, que ha dado una media de utilización de más de 16 horas diarias durante el tiempo de ejecución del proyecto. Para el resto del proyecto, que no se realizaba con el programa del viaducto, se utilizó un Inter-Data 7/32, con 312 K bytes de Memoria y seis discos de 5 Megabytes.



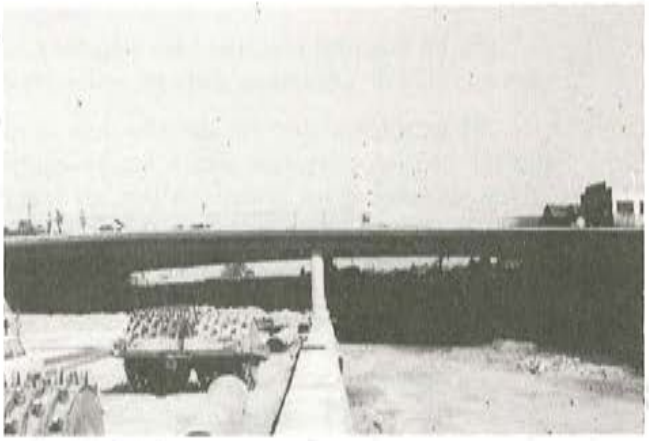


Fig. 18. Losa de la Avenida del Trabajo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

2. MODELOS ESTRUCTURALES UTILIZADOS

La estructura está compuesta por dos cajones longitudinales, unidos por una losa, y prolongados lateralmente por voladizos. En los tramos con incorporación de rampas, los cajones longitudinales seran tres, unidos igualmente por losas. Esta estructura se apoya sobre pilas mediante apoyos de neopreno que producen poca coacción a los giros transversales y longitudinales, y permiten un desplazamiento limitado. Las pilas, a su vez, se prolongan en pilotes de características geométricas análogas, empotradas en un medio que se supone elástico.

La construcción, como hemos visto, es evolutiva; pues durante el proceso se construye independientemente cada cajón y las acciones de peso propio y pretensado de cada fase actúan en estructuras diferentes.

Todo ello obliga a utilizar modelos distintos, según el comportamiento de la estructura que se quiera analizar, y las acciones que se vayan a estudiar en cada caso.

Todos los modelos se han preparado para un solo tramo, prolongándolo mediante tres vanos a cada lado, para representar la coacción de los tramos adyacentes, y el efecto de las acciones en ellos.

Los modelos que se han utilizado son los siguientes:

2.1. Modelo para el estudio de las cargas muertas y cargas de tráfico

En este modelo se estudian las acciones que actúan sobre la estructura terminada y únicamente en sentido vertical.

Para este estudio, el modelo utilizado ha sido el de un emparrillado plano (con tres grados de libertad por nudo) formado por barras longitudinales que representan los cajones, y barras transversales que representan la coacción de las losas.

Los apoyos se realizan en los nudos sobre pilas, suprimiendo únicamente la libertad de desplazamiento vertical mediante un muelle que representa la deformación de la cimentación para cargas instantáneas verticales y permite los giros longitudinales y transversales. No se ha representado la coacción producida por el neopreno a ambos giros; pues en los estudios iniciales realizados con emparrillado para cuantificar estos problemas y comprobar el programa general, se vió que su repercusión en los esfuerzos del tablero es despreciable.

Las barras longitudinales no plantean ningún problema particular, porque son barras prismáticas normales; pero, en cambio, las transversales están formadas por la sección transversal del cajón y la losa de unión, lo que es dificilmente asimilable a una barra prismática. Por esta razón, se han introducido en la estructura, mediante su matriz de rigidez, obtenida previamente a partir del estudio de deformaciones unitarias de la viga transversal formada por los dos medios cajones unidos por la losa.

El modelo general formado por dos barras longitudinales, se complica cuando existe la incorporación de una rampa pues, en este caso, es necesario considerar tres barras longitudinales y sus correspondientes transversales.

2.2. Modelo utilizado para el estudio del peso propio y acciones del pretensado

En las fases de construcción, los cajones son independientes; luego no hay coacción transversal ninguna y por tanto el modelo se hace lineal al representar únicamente el cajón. En este caso es necesario tener en cuenta los esfuerzos axiles en el cajón, producidos por el pretensado; lo que obliga a realizar un modelo espacial (6 grados de libertad por nudo).

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Este modelo lineal, se apoya sobre muelles que representan las condiciones de las pilas obtenidas previamente, tanto para desplazamientos como para giros.

En cada fase del proceso, únicamente debe considerarse la parte ya construída, pues es la única afectada por las acciones que se van a introducir en la fase. Luego habrá tantos modelos por cada cajón, como fases tenga la construcción del tramo.

Se han considerado seis tipos de procesos, que se pueden presentar en un tramo, en función de su proceso constructivo y del de los adyacentes. Uno, corresponde a la construcción normal de tramos sucesivos, y los demás, a las distintas formas de iniciar y terminar la construcción de una zona del viaducto, bien porque sea un extremo, o bien porque se empalmen dos frentes de construcción.

La iniciación de un frente en un tramo intermedio, se realiza construyendo, en primera fase, un vano completo con doble ménsula, para partir de una estructura estable y evitar así un apoyo provisional. La primera serie de cimbras avanza en un sentido y, posteriormente, la segunda serie parte en sentido contrario, apoyandose en la ménsula.

2.3. Modelo utilizado para el estudio de acciones transversales

Este modelo se utiliza para el cálculo de los efectos producidos por el viento, frenado, temperatura, y la fuerza centrífuga.

En este caso, se utiliza un modelo espacial, formado por una placa horizontal infinitamente rígida, sustentada por las pilas, en las que se tiene en cuenta su propio rigidez, la rigidez del pilote, y la coacción que presenta el terreno a la deformación de este.

2.4. Modelo utilizado para ramales y rampas

Las rampas de acceso y los ramales de los nudos, no se han estudiado mediante el programa general, pues son estructuras diferentes al tronco, y la adaptación y ampliación del programa para poder resolver estas estructuras era un trabajo excesivo para el pequeño número de casos que había que realizar.

En estos casos, se ha utilizado un modelo único espacial, que representa el dintel de forma lineal, las pilas, y el doble apoyo de neopreno que produce la vinculación entre pila y dintel. El efecto del pilote y del terreno, puede realizarse mediante un muelle que reproduzca su efecto; pero, en general, se le ha dado mayor longitud a la pila, con objeto de conseguir el mismo efecto, lo cual es suficientemente preciso.

Este modelo, por su generalidad, permite estudiar sobre él todas las acciones que en la estructura del tronco se han estudiado en modelos diferentes.

Los modelos para el estudio de las acciones de peso propio y de pretensado, porque también en este caso se trata de estructuras evolutivas, se obtienen como partes del modelo general, sin necesidad de ningún cambio.

Para resolver este modelo, se ha utilizado un programa general de estructuras, realizado por nosotros para el ordenador Inter-Data.

2.5. Estudio de los esfuerzos producidos por las deformaciones diferidas de los materiales

Las deformaciones lentas de los materiales, debidas a la fluencia y retracción por parte del hormigón y a la relajación por parte del acero, producen varios efectos en las estructuras pretensadas:

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

En primer lugar, se produce una pérdida de pretensado por acortamiento del hormigón y relajación del acero; y en segundo lugar, se producen deformaciones adicionales a lo largo del tiempo. En una estructura isostática, o en una hiperestática en que las acciones aparecen sobre la estructura completa, las deformaciones adicionales son proporcionales a las iniciales y, por tanto, los esfuerzos no varian.

Las pérdidas de pretensado, producen una ley de esfuerzos que no es proporcional a la del pretensado inicial, porque en cada sección es función de la deformación de la fibra del cable y no de la fuerza inicial en la sección. Por ello, la ley de esfuerzos hiperestáticos debidos a las pérdidas es distinta a la inicial; pero, en general, es una aproximación suficiente considerar las pérdidas proporcionales a las fuerzas, y por tanto, todas las leyes serán también proporcionales.

En una estructura evolutiva, los efectos de la fluencia son distintos, pues las acciones se han introducido en una estructura diferente a la que luego se deforma y, por tanto, las deformaciones de fluencia son distintas a las iniciales; lo que genera unos esfuerzos adicionales. Con las pérdidas de pretensado pasa lo mismo, incluso si se consideran proporcionales a las fuerzas iniciales; pues el pretensado se ha introducido también en una estructura diferente. A estos problemas se suma la variación del coeficiente de fluencia, por las diferentes edades de los hormigones que componen un tramo.

Para evaluar estos efectos, se estudiaron varios casos particulares, con luces diferentes, en un programa general de fluencia para estructuras evolutivas.

De ellos se dedujo que estos efectos variaban las leyes de carga permanente en la estructura; pero comparados con los esfuerzos totales, suponiendo pérdidas proporcionales a los esfuerzos iniciales, no producían variaciones significativas en la armadura. Por esta razón en, el programa general no se ha introducido un estudio especial de fluencia, que lo hubiera complicado extraordinariamente, sino que las pérdidas de pretensado se consideraron proporcionales a las fuerzas iniciales, lo mismo que los esfuerzos generados por ellas.

3. PROGRAMA GENERAL DE CALCULO

El sistema de programas está realizado para un ordenador 1830, con 64 K de Memoria y 3 Discos.

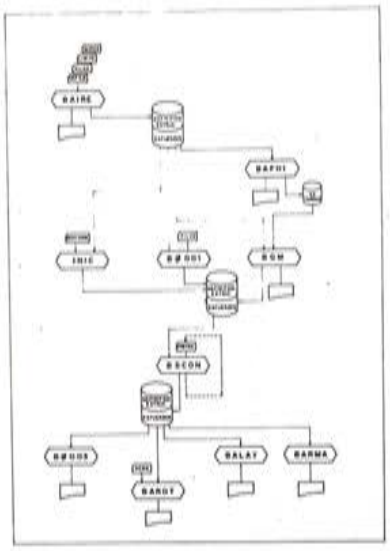


Fig. 19. Organigrama general del sistema de programas.

Consta de un conjunto de programas enlazados entre sí, y un conjunto de ficheros para almacenar datos fijos que no varían de un tramo a otro, y los datos propios de cada tramo

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

que se va a estudiar, que en muchos programas son resultados de los anteriores, formándose así un archivo general del tramo.

El conjunto de programas puede dividirse en tres grupos:

1° El primero define geométricamente el tramo, genera los modelos de cálculo a partir de esta definición y de los datos generales de los ficheros, y define las hipótesis de carga que hay que estudiar.

2° El segundo, resuelve los distintos modelos y obtiene los esfuerzos en cada uno de ellos.

3° El tercero, a partir de estos esfuerzos, dimensiona las armaduras pasivas y obtiene los resultados necesarios para comprobar la estructura, tanto en servicio como en estado límite de fisuración y en estado límite de rotura.

3.1. Programas de definición

3.1.1. Programas de definición geométrica

Está formado por un conjunto de programas que, a partir de la definición geométrica del trazado y de la definición de pilas, obtiene todos los datos geométricos de la estructura, necesarios para el replanteo en obra y para la generación de los modelos estructurales.

La situación de las pilas puede definirse de varias formas, para facilitar al máximo el replanteo en función de las condiciones existentes en la traza; pueden situarse por luces predeterminadas, a partir de una pila conocida, independientemente para cada cajón o todos en paralelo; o pueden generarse mediante un haz de rectas cuyas intersecciones con los ejes de los cajones definen las posiciones de las pilas. Este haz de rectas puede definirse a su vez de varias maneras.

En el caso de existencia de rampas es necesario fijar el punto de iniciación del cajón adicional y el tipo de rampa, que puede ser de incorporación o de salida; con estos datos y la definición de pilas que se hace a la vez que la de los otros cajones, el programa completa el replanteo.

Los resultados que obtiene son: Coordenadas de pilas, coordenadas de bordes, cada metro, y coordenadas de juntas y articulaciones.

Existe otro programa para definir el alzado, que se limita a dar las cotas sobre pilas y la inclinación del tablero; con estos dos datos queda definido el alzado, porque la cimbra se mantiene recta entre pilas, tanto en alzado como en planta.

La variación de los bordes, en planta, por las curvas o sobreanchos, se consigue haciendo variables los voladizos laterales del cajón.

3.1.2. Programas de generación de los modelos de cálculo

Existe un primer programa que genera la geometría del emparrillado, a partir de las coordenadas de las pilas. Inicialmente, sitúa barras transversales sobre pilas, en las juntas de construcción y en los centros de vano. En general, se obliga siempre a que todas las barras transversales sean ortogonales a las longitudinales, salvo en el caso de oblicuidades muy pequeñas en que las barras transversales se inclinan para evitar que las dos barras de las pilas o de las juntas esten excesivamente próximas. Una vez definidas estas barras, se completa el emparrillado de forma que la distancia entre barras transversales sea menor de tres metros. En el caso de existir rampa, se genera un nuevo eje longitudinal y las barras transversales correspondientes, que se definen con los mismos criterios (BAIRE).

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

A partir de este emparrillado, se obtienen los modelos de peso propio con los mismos nudos, pero independizando los cajones. (INIC).

Para generar el modelo que estudia los efectos transversales, se calculan previamente, en otro programa, las deformaciones y pilotes, mediante esfuerzos unitarios en todas direcciones. Para ello se considera el pilote sumergido en un medio elástico, cuyas características pueden variar con la profundidad; estas características del terreno se obtuvieron previamente en los estudios geotécnicos. La coacción del terreno se representa por barras horizontales que tengan su misma deformación (B001).

A partir de estos datos, el modelo se reduce a equilibrar las fuerzas horizontales, y a compatibilizar las deformaciones en cabeza de pilas, considerándo el tablero como una placa rígida.

3.1.3. Programas de generación de hipótesis (BAFMI)

Se refiere únicamente a la generación de hipótesis de cargas vivas, pues las demás no requieren una preparación previa.

Los criterios de cargas se plantearon a partir de un estudio de líneas de influencia, que determinó los tipos de carga más desfavorable, a fin de obtener esfuerzos máximos y mínimos.

Las cargas uniformes se establecen por vanos completos, longitudinalmente, y se dividen transversalmente en cuatro franjas, a fin de obtener máximos esfuerzos transversales. Estas hipótesis son combinables entre sí. En los vanos con articulación, estas hiótesis se dividen longitudinalmente en dos, cargando por separado las dos zonas del vano separadas por la articulación.

Las cargas puntuales se colocan en los centros de vano y en los cuartos de luz. Transversalmente, se pueden situar cuatro aplanadoras en el centro, o bien dos en un vuelo, o dos en el simétrico, o estas dos sumadas. En las secciones con sobreancho lateral por incorporación, se añade una aplanadora más en este borde.

Las hipótesis de asientos se realizan de forma que se consigan máximos esfuerzos sobre apoyos (asientos alternos), y máximos efectos en centro de vano (dos pilas con asiento y una no, o lo contrario).

Todas las hipótesis descritas quedan definidas en este programa, y pasan a un fichero para su posterior resolución.

3.2. Programas de obtención de esfuerzos

3.2.1. Programas de esfuerzos de carga vivas (BGM)

Este conjunto de programas realiza todas las operaciones necesarias para la obtención de los esfuerzos definitivos; está dividido en cinco módulos sucesivos:

Módulo 1

Monta la matriz de rigidez de la estructura, a partir de las características de las barras. Las de las barras longitudinales normales son datos fijos en el programa, porque son constantes. Las barras correspondientes a las rampas, se obtienen mediante unas fórmulas simples, en función de su ancho; pues los cajones de las rampas tienen ancho variable en la zona solidaria al tronco. En las barras transversales, se establece directamente la matriz de rigidez,

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

en función de la longitud y el ancho de la barra. Los coeficientes de la matriz se obtienen, por interpolación, en un fichero fijo donde estan almacenadas una serie de matrices para unas longitudes y unos anchos preestablecidos. Las barras transversales de las zonas de rampa, reciben el mismo tratamiento; pero la interpolación se realiza a partir de los valores de otro fichero fijo, porque los anchos de la losa y del cajón lateral son distintos.

Para hipótesis de asientos, se reduce la rigidez de las barras transversales, a fin de tener en cuenta el efecto de la fluencia en los esfuerzos producidos por una deformación impuesta.

Módulo 2

Triangulariza la matriz de rigidez y guarda los coeficientes para modificar los vectores de carga. El procedimiento empleado es el de resolución directa por el método de Gauss, teniendo en cuenta la configuración en banda de la matriz y la simetría de la misma.

Módulo 3

Monta los vectores de las hipótesis de carga definidas previamente, y guarda los esfuerzos isostáticos.

Las cargas que están situadas entre los cajones, se aplican a las barras transversales; y las cargas exteriores se aplican a las barras longitudinales, como fuerzas verticales y momentos transversales debidos a la excentricidad de las cargas respecto del eje del cajón.

Módulo 4

Calcula los desplazamientos de las hipótesis, a partir de los vectores de carga establecidos, y de la matriz triangularizada ya en el módulo 3.

Módulo 5

Calcula, primeramente, los esfuerzos resultantes a partir de los desplazamientos y los esfuerzos isostáticos, determinados en el módulo 4. Estos esfuerzos se combinan, a fin de obtener los máximos y mínimos debidos a las cargas de tráfico. En el momento de la combinación, se aplican los coeficientes de la Instrucción de cargas, que son función de la luz o de la longitud de carga. También se tiene en cuenta si la barra que se estudia es longitudinal o transversal. Se obtienen también los esfuerzos de carga muerta, y los máximos absolutos de asientos.

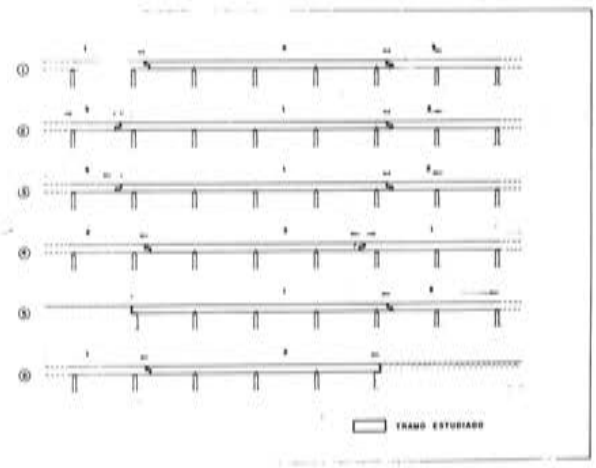


Fig. 20. Los distintos tipos de tramos, en función de su construcción, que existen en el viaducto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

3.2.2. Programas de esfuerzos de peso propio y pretensado (BSCON)

En este programa, se van resolviendo sucesivamente los distintos modelos que representan cada una de las fases de construcción. En cada una de ellas se aplica la carga de peso propio correspondiente a la fase, y las acciones del pretensado.

El pretensado se define por ordenadas a lo largo del cajón; y el programa, posteriormente, interpola todos los puntos intermedios necesarios, considerando el cable formado por arcos de parábola. Los datos de pretensado son los únicos que, a lo largo de todo el proceso de cálculo, es necesario definir específicamente en cada tramo. El cálculo de esfuerzos de peso propio y pretensado es de comprobación; por lo que el dimensionamiento se realiza por tanteos, variando los datos de pretensado hasta conseguir resultados satisfactorios. Estos tanteos establecen un ciclo parcial, que tiene que llegar hasta los resultados finales.

Un primer programa, calcula las pérdidas por rozamiento, a partir de la definición del cable, y las fuerzas en los anclajes activos, que pueden ser los dos o solo uno.

Las acciones de pretensado se aplican en los nudos de la estructura, teniendo en cuenta la fuerza en cada nudo y su inclinación. A lo largo de la barra, se aplica una carga vertical, uniformemente distribuída, debida a la curvatura, y una fuerza horizontal, también uniforme, que equilibra la diferencia de fuerzas en los extremos de la barra, debida al rozamiento.

Terminado el proceso, se obtienen los esfuerzos totales para las fuerzas iniciales de pretensado. Posteriormente, se calculan las pérdidas por fluencia y retracción y se obtienen unos nuevos esfuerzos de pretensado. En estos esfuerzos, como ya vimos, únicamente se tiene en cuenta el efecto de las pérdidas de pretensado.

3.2.3. Programa de esfuerzos transversales en pilas (B003)

A partir de los datos de deformaciones y esfuerzos unitarios en pilas y pilotes, obtenidos al generar el modelo, el cálculo se reduce a equilibrar fuerzas horizontales, y a compatibilizar las deformaciones en cabeza de pilas, considerando el tablero como una placa rígida.

3.3. Programas de resultados

3.3.1. Cálculo de esfuerzos y tensiones máximos y mínimos (BSCON)

En esta sección del programa, se combinan los esfuerzos de peso propio y pretensado, calculados anteriormente, con los esfuerzos máximos y mínimos de sobrecarga, calculados sobre el emparrillado plano.

Los resultados obtenidos incluyen los esfuerzos y tensiones en cada fase del proceso constructivo, y los esfuerzos y tensiones para la estructura terminada. Las combinaciones de esfuerzos consideradas son las que fija la norma RT-3 vigente en este proyecto:

- Carga permanente
- Carga permanente + media sobrecarga
- Carga permanente + sobrecarga
- Carga permanente + sobrecarga + temperatura
- Carga permanente + sobrecarga + temperatura + asientos

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Los esfuerzos correspondientes a estas combinaciones de carga, se calculan a tiempo inicial y a tiempo infinito (incluyendo pérdidas de pretensado por fluencia y retracción).

Los resultados se obtienen bajo forma de esfuerzos y tensiones, que se comparan con los límites establecidos en la norma; si no son satisfactorios es necesario corregir el pretensado, para realizar un nuevo ciclo parcial del cálculo. En este nuevo ciclo solo se calculan los esfuerzos de pretensado; pues el programa conserva las hipótesis de peso propio, para ganar tiempo. Este ciclo se repetirá hasta obtener unos resultados correctos.

3.3.2. Cálculo de armaduras pasivas (BALAY Y BARMA)

La armadura pasiva para resistir las tracciones debidas al pretensado parcial, se calculan simplemente por volumen de tracciones, como marca la norma. Se calculan también las armaduras de cortante y torsión, según las mismas normas.

Con el otro programa, se dimensiona la armadura de la losa intermedia entre cajones, a partir de los esfuerzos obtenidos en el emparrillado. A esta armadura habrá que sumirle la correspondiente al rasante de vuelos, que también se obtiene.

3.3.3. Comprobación a rotura (BAROT)

Realiza el cálculo de las secciones principales, en estado límite de agotamiento, teniendo en cuenta las distintas formas de rotura que considera la RT-3. De esta forma se obtiene el coeficiente de seguridad a rotura en cada sección, que según la misma norma varia de 1,75 hasta 2,1, en función del tipo de rotura que se presente.

4. ESTUDIO DE RIOSTRAS Y ARTICULACIONES

Sobre pilas, se produce un apoyo indirecto; pues el cajón tiene 4 m de ancho y la pila 1,80 m. Por ello, el cortante de las almas laterales tiene que transmitirse a la pila, transversalmente.

Normalmente, el cálculo de los apoyos indirectos se realiza por un sistema de equilibrio de fuerzas, que transmiten las cargas de las almas, a las pilas. Las fuerzas de tracción que aparecen, se resisten mediante armaduras activas o pasivas.

En nuestro caso, debido a la presencia de agujeros en la riostra, este esquema queda perturbado. Estos agujeros, de 0,5 m de diámetro, se deben a que los aligeramientos se realizan mediante encofrados hinchables, recuperables, lo que obliga a perforar la riostra.

Por esta razón, se hizo un estudio de la riostra por elementos finitos, representando en el modelo los agujeros.

Mediante este modelo se dimensionó la armadura de las riostras con barras inclinadas, como es usual.

Las articulaciones a media madera, están calculadas superponiendo los dos esquemas posibles de fuerzas que pueden producirse. Cada uno de los esquemas se supone que resiste el 60 por 100 de la carga total. Dentro de este esquema, se considera también la fuerza resistida por el pretensado inclinado, que se ancla en la propia articulación. Estas articulaciones han sido el punto más delicado y complicado del viaducto, pues debido a los encofrados recuperables, la sección en la articulación también está aligerada, lo que obliga a concentrar toda la armadura en las almas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Viaducto de Rontegui sobre la Ría de Bilbao

José A, Torroja. Dr. Ing. de Caminos
Rafael Chueca. Dr. Ing. de Caminos
José María de Villar. Dr. Ing. de Caminos

El Viaducto de Rontegui pertenece a la futura autopista Bilbao-Santander, cuya concesión fue hecha por el Estado a la sociedad Vasco Montañesa. Su proyecto de construcción nos fue encargado por dicha sociedad en octubre de 1976 y, dados los plazos estrictos fijados en el decreto de concesión, se terminó tres meses más tarde. La sociedad concesionaria, tras la preceptiva aprobación del M.O.P.U. convocó concurso de construcción y adjudicó la obra a la empresa Fernández Constructor, S.A., quien la ha llevado a cabo bajo la dirección de los ingenieros de Vasco Montañesa D. Luis Muñoz (Jefe de Construcción), D. José Pardo (que falleció al ser arrollado por un ferrocarril en la obra) y D. José Lapeña. Las obras arrancaron en octubre de 1977, y lo apretado del plazo contractual de ejecución, obligó al empleo de grandes medios auxiliares, según se verá más adelante. La construcción terminó en noviembre de 1980; pero el puente no ha podido entrar en servicio porque, al haber sido la única obra construída de toda la autopista, carece de accesos.

La situación de la obra, sobre la ría del Nervión a la altura de Erandio, venía muy condicionada en planta, ya que, en la margen derecha, un movimiento hacia el Norte hubiese impedido la botadura de los barcos de los astilleros Celaya; mientras que el trasladarla hacia el Sur hubiese conducido a un gran aumento de longitud. En la otra margen, el movimiento en planta conducía a un aumento de longitud del viaducto o a un gran incremento de excavaciones en el monte Rontegui; no obstante había, en principio, libertad para un ligero retoque del trazado previsto.

El viaducto debía servir para dos calzadas, de 14 m de ancho útil cada una; por lo que desde el primer momento lo planteamos como dos puentes paralelos. El viaducto debía salvar, además, los siguientes obstáculos: Carretera y F.C. de Baracaldo; varias vías y una carretera de Altos Hornos de Vizcaya; la propia ría, en la que se había definido un canal de navegación hasta 10 m de la margen derecha; la carretera de Las Arenas; una fábrica de Fabrelec y el F.C. de Las Arenas. Partiendo de la base de que había que conjugar la máxima economía con el cumplimiento de tan múltiples condicionantes, analizamos varias soluciones de combinaciones de luces, siempre sobre la base de que los puentes iban a ser de hormigón pretensado, construídos por avance en voladizo, y con continuidad total en toda su longitud.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

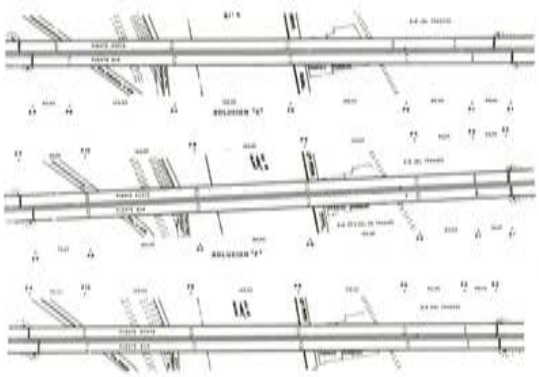


Fig. 1

Como muestra de las soluciones analizadas, se ven en la fig. 1 tres de ellas. La solución C, con luces de 158 m, conducía a un incremento de coste que no se juzgó aceptable. En la solución F, se hizo un giro en el eje de trazado, con respecto al original; lo que permitía mantener el mismo número de pilas que la anterior, reduciendo las luces máximas a 150 m. Pero tenía el inconveniente de incrementar mucho la excavación en el monte Rontegui. En cuanto a la solución H, se conseguía también mantener el mismo número de pilas, con luces máximas de 145 m, situando una pila dentro de la carretera de Baracaldo. Esto no hubiese supuesto un inconveniente serio, pues estaba pendiente de terminar el proyecto de ampliación de dicha carretera; pero la Concesionaria no lo aceptó.

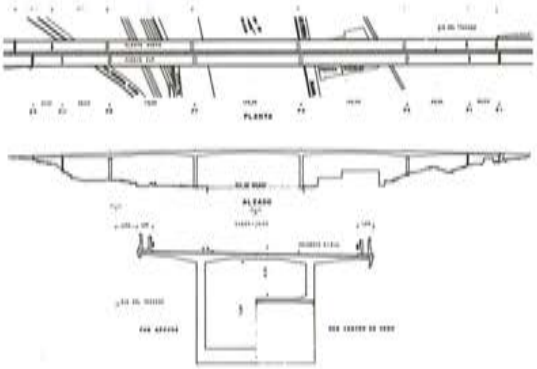


Fig. 2

Finalmente, se adoptó la solución que se muestra en la Figura 2, donde cada puente tiene dos vanos de 145 m de luz, un vano de 115 m y otros cuatro vanos extremos, cuyas luces varían en el lado Oeste de los puentes, a fin de adaptarse al esviaje necesario, teniéndose unas longitudes totales de 655 y 635 m para los puentes Norte y Sur, respectivamente; esto es, una superficie total de estructura de 20.800 m^2.

Los vanos centrales, de 145 m, se empotran en las pilas que los enmarcan, a fin de evitar, por una parte, los costosos aparatos de apoyo y, por otra, la necesidad de los dispositivos para evitar el vuelco durante la construcción. Al redactar el proyecto inicial, se consideraron estas pilas empotradas en la base, puesto que aún se carecía de datos completos de cimentaciones. Antes de comenzar las obras, se volvieron a estudiar, considerando los pilotes con la rigidez correspondiente a la profundidad de empotramiento virtual en el terreno; lo que permitió ahorrar uno o dos pilotes por encepado y reducir algo las armaduras de los fustes. En las otras pilas, fue necesario emplear apoyos deslizantes, habiéndose elegido los de la casa Maurer, con cargas admisibles, por apoyo, de hasta 3600 Mp.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Sobre las pilas centrales, el tablero lleva unos diafragmas interiores, según un triángulo, que prolongan las caras exteriores del fuste de la pila, a fin de transmitir adecuadamente los desequilibrios de momentos. En las restantes pilas, el tablero lleva un diafragma vertical, pretensado horizontal y verticalmente. El pretensado longitudinal del tablero se realizó mediante tendones 22K13 Freyssinet y se emplearon unidades 6V13 y 4V13 para el pretensado de diafragmas y de ciertas zonas de las almas del tablero.

La cimentación de las pilas centrales se hizo mediante pilotes de 1,80 m de diámetro, construídos por Hiceosa. En la margen izquierda, su longitud máxima fue de 25 m, y se pudieron hormigonar con una entubación metálica recuperable; mientras que los de la margen derecha, que alcanzaron una profundidad de 40 m, se construyeron con una entubación perdida de acero. El emplazamiento de estas dos pilas era crítico, por no poderse reducir el ancho de la carretera de Las Arenas y por no tener que rebasar el límite del canal de navegación. Así pues, se colocaron los fustes tangentes a la carretera y situados dentro de la ría; por lo que el encepado debía quedar bajo la carretera. Ello obligó a la construcción de un recinto de tablestacas que, posteriormente, se rigidizó mediante una estructura metálica en su parte superior, para completar la excavación hasta el fondo del encepado. Las dos pilas nacen de un encepado común (fig. 3) al igual que las de la otra margen; si bien en ésta fue posible situar el encepado sobre el terreno. El resto de las pilas, así como los estribos, pudieron cimentarse directamente en la roca, aunque para las pilas 11 y 12, situadas en la ladera del monte, hubieron de realizarse grandes excavaciones.

Fig. 3.

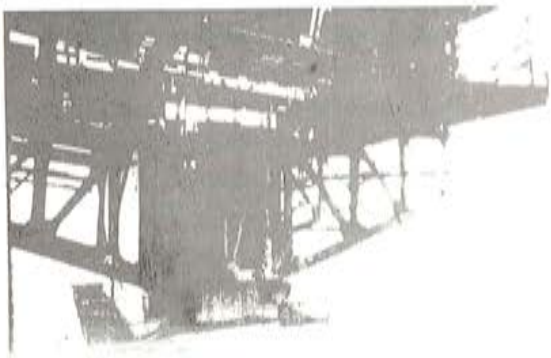


Fig. 4.

Las pilas se hormigonaron mediante encofrados trepadores y las cabezas de las mismas, de 14,90 m de longitud, que había que hormigonar previamente al montaje de los carros de avance, se construyeron sobre una cimbra autoportante que se elevaba y descendía mediante barras de tiro. Había dos de estas cimbras (fig. 4), cada una de las cuales tenía dos cuchillos triangulados, exteriores al fuste, y un tercero central, al que se daba continuidad una vez situada la cimbra en posición. En cuanto a los carros de avance (fig. 5), sus dimensiones eran muy importantes, dada la necesidad de hormigonar dovelas de hasta 5,40 m de longitud y 210 toneladas de peso. Se emplearon seis carros, con los que se hormigonaron 202 dovelas en total.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Fig. 5.

Fig. 6.

Para estabilizar los voladizos de las pilas 3, 4, 9 y 10, se emplearon unas torres metálicas de apuntalamiento (fig. 6), consistentes en un único elemento a compresión para las pilas 9 y 10, que se dividía en dos para las pilas 3 y 4, cuya altura sobre el terreno era menor. Los tramos extremos de cada puente, se construyeron sobre cimbras trianguladas apoyadas en grandes torres metálicas. Las cimbras, carros y torres de apuntalamiento, se proyectaron y construyeron por Emesa; y de su envergadura da idea el que el peso total de dichas estructuras auxiliares alcanzó las 1.000 toneladas.

La continuidad de los sucesivos tramos se fue dando desde el extremo de cada puente hacia el centro (fig. 7) y se completó primero la mitad de cada puente correspondiente a la margen izquierda. Las dovelas de cierre, con un tramo extremo sobre cimbra, se hormigonaron sobre una prolongación de dicha cimbra; mientras que las restantes se hormigonaron con los mismos carros de avance, adecuadamente apuntalados sobre el voladizo opuesto, a fin de evitar movimientos diferenciales.

Las cuantías de materiales en los tableros han sido:

- Hormigón: 0,84 m^3/m^2
- Armadura pasiva: 114 Kg/m^2
- Armadura activa: 36 Kg/m^2

Fig. 7.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

591-2-174

Estructuras de la variante de La Cuesta de Silva (Gran Canaria)

J.A. Torroja; R. Chueca; J.M. de Villar
Dres. Ingenieros de Caminos.

La variante de Silva está situada en la costa Norte de la isla de Gran Canaria, entre San Felipe y Guía, en una de las zonas más accidentadas de la isla, en la que se suceden profundos barrancos, ortogonales a la costa, fruto de las sucesivas erupciones volcánicas tan características en la formación del archipiélago. Es un terreno de una geología atormentada, compuesta por series basálticas, fracturadas por el enfriamiento de las coladas, lo que ha originado innumerables grietas y cuevas, y erosionadas por la acción de las aguas torrenciales de arroyadas que ha configurado unos cantiles de fuertes pendientes. Estas series basálticas se intercalan sin ningún orden lógico con los campos de sedimentos, con distinto grado de compactación, dando lugar a un conjunto cuyas características fundamentales son: la heterogeneidad, la imprevisible aparición de los diferentes horizontes y las muy acusadas diferencias en su comportamiento.

He querido empezar hablando de la Geología porque ha sido la causa principal de las dificultades técnicas y económicas que ha debido afrontar la obra y que han hecho necesarios cinco años para su ejecución.

La carretera existente respondía, en su trazado, a los criterios mínimos de carretera de montaña, contorneando los barrancos con un sinfín de curvas de escaso radio y fuertes pendientes; lo que unido a su insuficiente anchura, constituía una auténtica y peligrosa barrera al intenso tráfico existente.

La inauguración de la variante, con sus 5,2 Km de desarrollo, ha supuesto un gran alivio a la comunicación de las tierras del Noroeste, de gran riqueza agrícola, con el resto de la isla; pues ha suprimido el peor tramo, reduciéndose a un 40 por 100 el tiempo antes invertido entre ambas localidades.

Para la realización de esta variante, el Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo convocó, en el año 1975, un concurso de obras, con proyecto de la Administración, en el que no se incluían las cuatro estructuras existentes, que debían ser proyectadas por el contratista concursante. La empresa constructora, Cubiertas y Tejados, S.A., nos encargó la realización de los proyectos de estas cuatro estructuras, de las que destacaban por su importancia los números 1 y 2, sobre los barrancos de Moya y del Calabozo, respectivamente.

Según el trazado del proyecto de la Administración, ambas estructuras, situadas sobre barrancos contíguos y unidas por un túnel, debían ser de planta curva, con radios variables, y precisaban unas longitudes de puente de 270 m y 420 m, respectivamente, con alturas máximas sobre fondos de barranco de 68 y 125 m.

Además del proyecto de las estructuras, en la traza definida por la Administración, se estudió una alternativa modificando el trazado de esa zona, de forma que se hacía recta la estructura núm. 2 y la núm. 1 se disponía en curva de radio constante, aumentando ligeramente la longitud del túnel entre ambas. Este cambio permitía resolver la estructura núm. 1, mediante un puente construído por el método de empuje del tablero; y la núm. 2, con un

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

tradicional avance por voladizos sucesivos. Esta alternativa, aunque algo más económica, no fue considerada, por introducir modificaciones al trazado; si bien, "a posteriori", creo que sus ventajas eran claras, pues además de facilitar la ejecución de los puentes, la modificación de trazado propuesto hubiese disminuído el gran desmonte necesario a la salida de la estructura núm. 2, que ha sido un punto negro de la obra y al final ha requerido la construcción de un túnel artificial.

Coincidiendo prácticamente con la penúltima Asamblea de la A.T.E.P., celebrada en Canarias, el M.O.P. adjudicó el concurso a Cubiertas y Tejados, S.A., con la solución base, cuyas características, referentes a las dos estructuras ya citadas, voy a comentar a continuación, iniciándose seguidamente las obras, que han sido inauguradas el 28 de Julio de 1981.

ESTRUCTURA NUM. 1

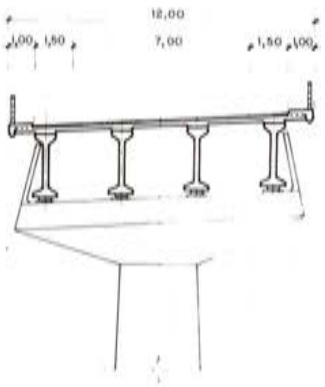
El viaducto núm. 1 atraviesa el barranco de Moya, con una cota máxima sobre el fondo, de 68 m, y una longitud de 270 m (Fig. 1).

El trazado en planta comienza con una curva circular (R = 255), seguida de una clotoide (A = 160), una corta alineación recta y otra clotoide (A = 168) de curvatura creciente. La rasante está en pendiente uniforme del 5,25 por 100. La plataforma tiene 12,00 m de ancho, correspondientes a dos carriles de 3,50 m, dos arcenes de 1,50 m y dos aceras elevadas de 1,00 m con barandilla y barrera de seguridad.

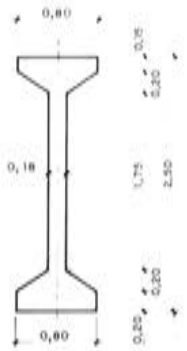
La estructura consta de seis tableros isostáticos, formado cada uno por cuatro vigas prefabricadas, de hormigón pretensado, de 44,60 m de luz. Las vigas tienen sección en doble T, con 2,50 m de canto, cabezas de 0,80 m de ancho y espesor de almas de 0,18 m. Van dispuestas a 3,00 m entre ejes y sobre ellas se hormigona un forjado de 0,20 m de espesor. Las vigas van unidas entre sí por dos riostras, en los extremos de cada tablero, de 0,20 m de ancho y 2,30 m de canto. El forjado es continuo cada dos tableros; de forma que no son necesarias mas que cuatro juntas de dilatación: una en cada estribo, y dos en el interior del viaducto.

El pretensado de cada viga se realiza mediante tres tendones 12T15, tesados en primera fase, y dos tendones 10T15, tesados una vez hormigonado el forjado.

Las pilas son de hormigón armado, con sección rectangular hueca de 0,30 m de espesor de pared y una altura máxima de 70 m. Su dimensión en coronación es de 2,00 x 3,00 m. Los paramentos verticales son ataludados en los dos sentidos, con pendientes del 1,5 por 100 para el longitudinal y 4 por 100 para el transversal. En su parte superior, llevan un cargadero de hormigón armado, volado a un lado y otro del fuste, y con una sección aproximadamente trapecial, maciza, de 4,00 m de ancho superior, 2,00 m de ancho inferior y canto variable entre 1,30 y 2,70 m.



Sección A-A



Sección de Viga

Fig. 1

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Fig. 1

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Las cimentaciones son directas, mediante zapatas rectangulares de hormigón armado.

Los estribos son de gravedad, con sección en T invertida.

Las cimentaciones se excavaron a cielo abierto y las pilas se hormigonaron mediante encofrados trepadores y deslizantes. El cargadero se realizó sobre una estructura metálica sujeta a la parte superior del fuste.

Las vigas se montaron mediante una viga metálica de lanzamiento (Fig. 2).

Fig. 2

ESTRUCTURA NUM. 2

El viaducto núm. 2, salva el barranco del Calabozo con una cota máxima sobre el fondo de 125 m y una longitud de 416 m (Fig. 3).

Su trazado es de planta curva, con una primera parte circular, de radio R = 400 m, y la final en clotoide, de parámetro A = 244. El perfil longitudinal es una rampa uniforme del 5,25 por 100.

La plataforma tiene las mismas características que en el viaducto núm. 1.

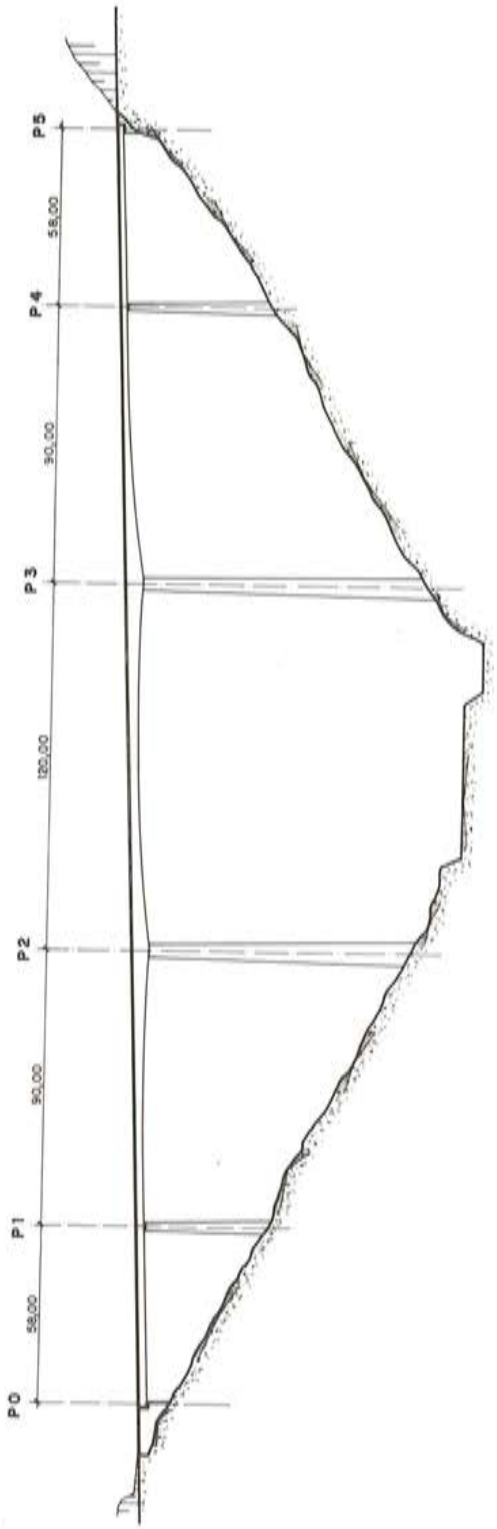
El tablero está constituído por una viga cajón, de hormigón pretensado, continua, de cinco vanos de 58 - 90 - 120 - 90 - 58 m de luces, empotrada en las dos pilas centrales y apoyada a través de aparatos de neopreno-teflón en las pilas laterales y estribos.

La viga es de canto variable en el vano central y parte de los intermedios, siendo sus valores 6,0 m en los arranques de pilas y 2,70 m en la clave, y uniforme e igual a 2,70 m en la zona que resta de los vanos intermedios y en la totalidad de los laterales.

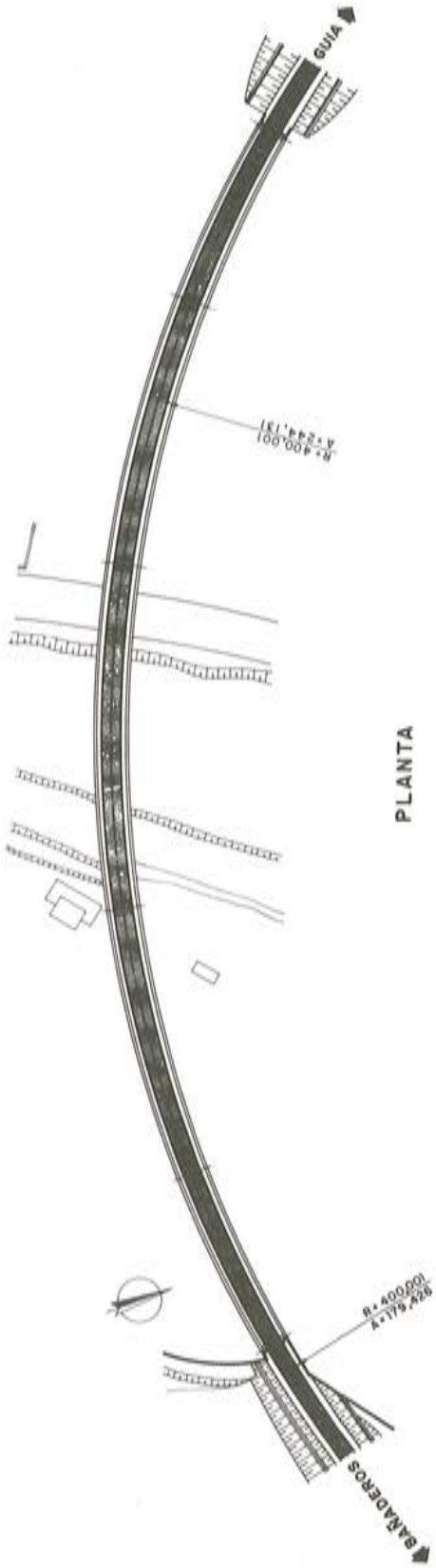
La sección transversal es tipo cajón rectangular, unicelular, de 6,50 m de anchura, prolongado superiormente por dos voladizos de 2,55 m, hasta completar los 11,60 m de anchura del forjado superior que, posteriormente, con el hormigonado de las impostas, alcanzan los 12,0 m de ancho total de la plataforma. Los voladizos tienen espesor variable, desde 0,18 m en su extremo, hasta 0,55 m en su empotramiento al final de la cartela. La parte central del forjado superior tiene un espesor constante de 0,23 m, hasta su unión con la cartela de 0,70 m, y 0,55 m de espesor en el empotramiento con el alma. Las almas tienen espesores constantes de 0,40 m. El forjado inferior es de espesor variable, entre 0,20 m y 0,95 m en la unión con las pilas centrales, y 0,60 m sobre las pilas laterales.

En la zona sobre las pilas centrales, los paramentos de las pilas se prolongan, en el interior del tablero, en unos diafragmas transversales, de 0,40 m de espesor, inclinados, que se

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026



ALZADO



PLANTA

Fig. 3

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

unen en su parte superior y absorben los esfuerzos producidos por la descompensación de momentos a un lado y otro de la pila. Sobre las pilas laterales y estribos, van dispuestos, asímismo, unos diafragmas transversales, verticales, de 1,0 m de espesor en las pilas y 1,10 m en estribos.

El tablero va pretensado longitudinalmente por los tendones del denominado pretensado isostático, que va dispuesto por el forjado y voladizos superiores y se aplica gradualmente conforme avanza la construcción, y por el pretensado de continuidad, dispuesto en el forjado inferior, (a excepción de dos tendones que discurren por el forjado superior), y aplicado una vez lograda la continuidad de la estructura. Este pretensado se ancla en unos nervios transversales previstos, a tal efecto, en el forjado inferior.

Los pretensados isostáticos están formados por 32 tendones 10T15, en los voladizos correspondientes a las pilas laterales, y por 56 tendones de 10T15, en los voladizos correspondientes a las pilas centrales.

Los pretensados de continuidad están formados por 18 tendones 12T15, en el vano lateral; 13 tendones de 12T15, en el vano intermedio, y 22 tendones 12T15, en el central.

Además de este pretensado longitudinal, va dispuesto un pretensado vertical de alma, en las zonas en que los esfuerzos cortantes y de torsión, éste último de importancia debido a la curvatura del puente, lo hacen necesario. Este pretensado está constituído por tendones 2T15, colocados en el centro de las almas y tesados desde su extremo superior, con separaciones que van, desde 0,20 m en las zonas sobre las pilas laterales y estribos, hasta 1,20 m en las zonas de los voladizos de las pilas centrales.

El apoyo del tablero sobre las pilas laterales y estribos, se realiza a través de aparatos de neopreno-teflón, de 1.200 Mp y 300 Mp, respectivamente, en número de dos por cada línea de apoyo, de los cuales uno es libre y el otro unidireccional, orientado de forma que permita el movimiento longitudinal del tablero y por el contrario impida el transversal, transmitiendo a las pilas y estribos las reacciones transversales debidas al viento, sismo, fuerza centrífuga, etc.

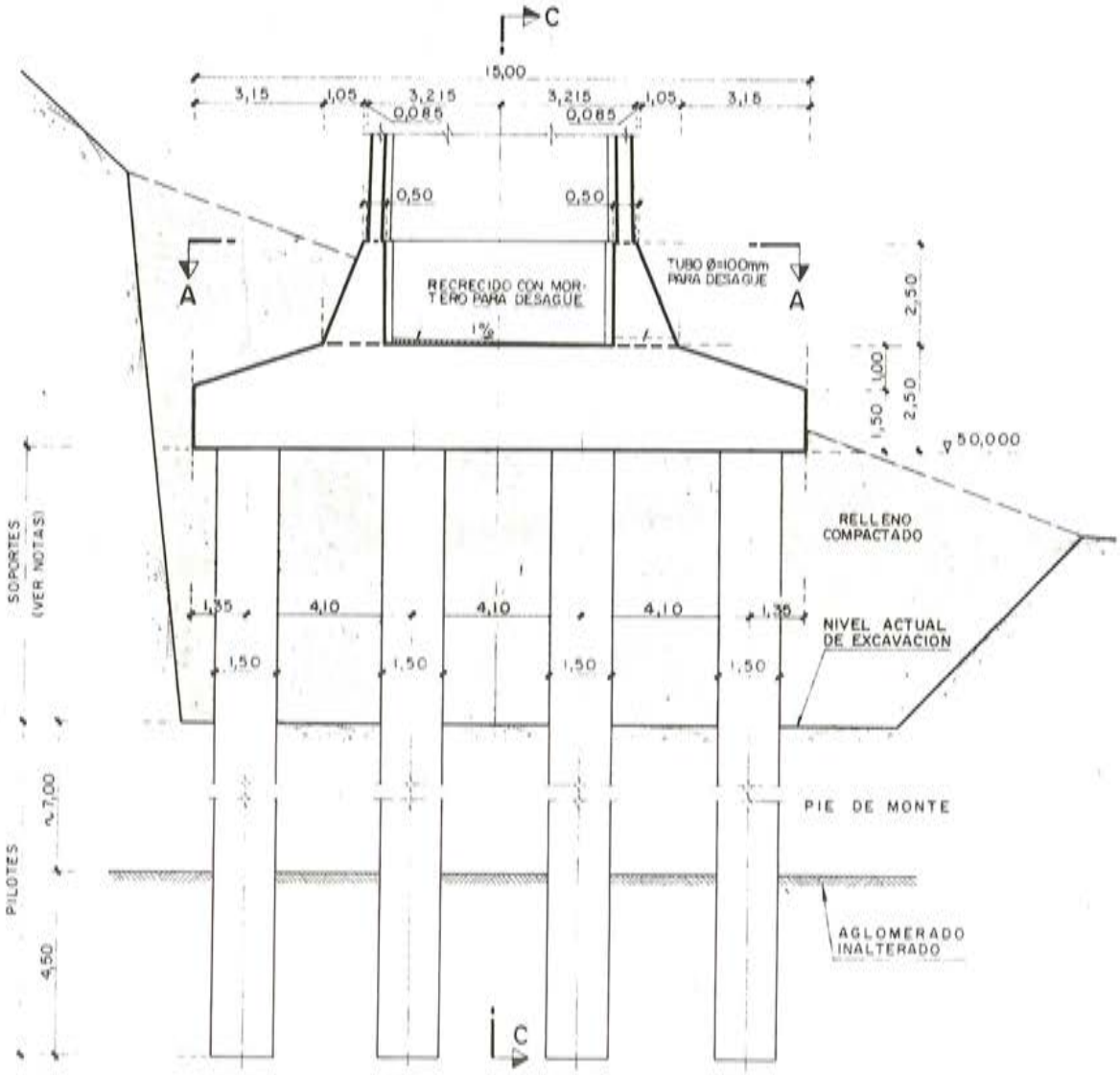
Las pilas son de hormigón armado, de forma troncopiramidal, con pendientes de sus paramentos del 1,5 por 100 en sentido longitudinal y 3 por 100 en sentido transversal. Su sección es rectangular, hueca, con espesores de pared de 0,35 m, constantes en toda la altura. En las pilas laterales, las dimensiones en cabeza de pila son de 2,0 x 6,5 m; mientras que en las centrales, en la sección de empotramiento con el tablero, son de 3,80 x 6,50 m. Tanto unas como otras van macizadas en su parte superior y empotradas inferiormente en un pedestal, también hueco, que sirve de unión entre los fustes y las zapatas. Las alturas de las pilas varían entre 50 m y 107 m.

Las cimentaciones de las pilas laterales son directas, mediante zapatas rectangulares de hormigón armado; y las centrales, proyectadas como directas y comenzadas a construir así, requirieron ser cambiadas, al realizarse la excavación y comprobar la irregularidad de la base de apoyo, a encepados cimentados mediante 16 pilotes de 1,50 m de diámetro y 850 t de capacidad portante, excavados manualmente hasta profundidades variables, superiores a 9,0 m, definidas "in situ" por la condición de empotrarlos 4,0 m en el aglomerado compacto. Estos pilotes se prolongaron por encima de la cota de excavación, para situar el encepado a una cota superior, recubriéndose con pintura asfáltica a fin de reducir el rozamiento con el relleno vertido bajo el encepado (Fig. 4).

Las pilas se hormigonaron con ayuda de una combinación de encofrados trepadores, en las esquinas, y deslizantes en las zonas centrales de las paredes.

El tablero se ha construido por el sistema de dovelas hormigonadas in situ, mediante carros de avance, a excepción de una zona de 24,20 m de longitud a partir de los estribos,

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026



SECCION B-B
ESCALA 1:100

Fig. 4.

que por condicionantes de la luz lateral, requirió construirse sobre cimbra convencional. Sobre las pilas laterales, se construyó una cabeza de pila excéntrica, de 7,85 m, y quince dovelas de 3,45 m. Sobre las pilas centrales, la cabeza tenía una longitud de 13,60 m y se hormigonaron doce dovelas de 3,20 m y dieciséis de 4,10 m. El cierre entre los diversos tramos de tablero, se realizó avanzando simétricamente desde estribos al centro del puente, mediante cinco dovelas de 2,60 m de longitud.

Fig. 5.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Los voladizos correspondientes a las pilas laterales, cuyo canto es constante, al no estar empotrados en las pilas, requirieron la ejecución de un jabalcón metálico, en la cabeza de pila, para proporcionar el apoyo provisional hasta el momento de su solidarización con la zona hormigonada sobre cimbra. El jabalcón consistió en dos cuchillos triangulados, bajo las almas del tablero, arriostrados transversalmente y unidos al tablero y la parte superior de la pila mediante un pretensado, y apoyados, en su parte inferior, en una viga pasante de lado a lado de la pila. El apoyo del tablero en el jabalcón se efectuaba a través de unos botes de arena; este sistema permitía girar el voladizo alrededor de la pila, en cualquier fase antes de su unión a la zona sobre cimbra, posibilitando la corrección de desviaciones en las deformaciones obtenidas (Fig. 6).

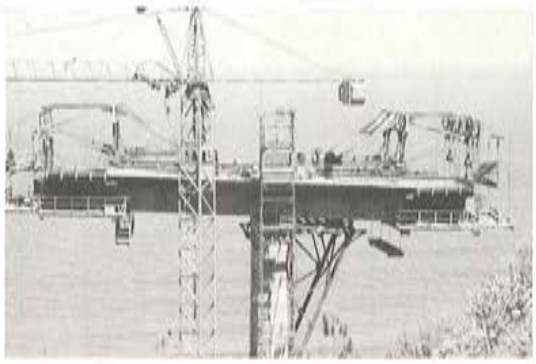


Fig. 6

En este mismo sentido, se actuó disponiendo los apoyos en los estribos, sobre unas placas metálicas; de forma que, si hubiera sido necesario, añadiendo o eliminando algunas placas, se podía girar incluso el tramo ya unido; es decir, se podía actuar sobre la cota del frente de dovela a unir con los voladizos de las pilas centrales, que al estar empotrados en las pilas, debían considerarse como puntos fijos de la obra.

La disposición de estas placas, resultó de gran utilidad para una operación distinta a la que estaba prevista, y que fue la sustitución de un apoyo mal colocado, en el puente totalmente acabado (Fig. 7).

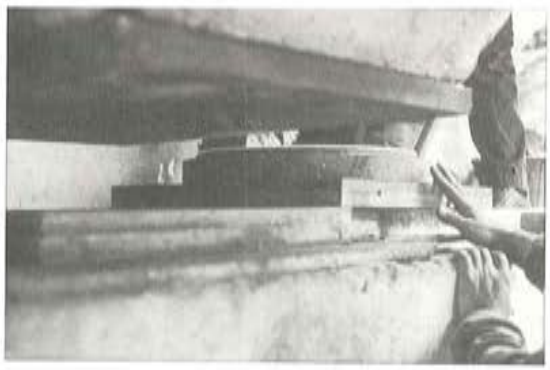


Fig. 7

El cálculo se realizó con el programa HYBRA, considerando las diversas estructuras, correspondientes a las sucesivas fases de construcción, como pórticos espaciales. Dada la gran importancia de las pilas, se realizó un programa de cálculo y dimensionamiento, considerando el efecto del pandeo, que a través de un proceso iterativo y mediante los diagramas deformación-tensión de hormigón y acero, iba calculando las deformaciones en cada ciclo y variando, por consiguiente, los esfuerzos iniciales, del siguiente, hasta que se estabilizan los corrimientos de los diversos nudos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Dada la importancia de las deformaciones de los voladizos, durante la construcción se prestó especial atención al control y corrección de flechas, modificando, según los resultados obtenidos, las cotas de nivelación de los carros de avance, para cada dovela. Para disponer de datos reales sobre el comportamiento del hormigón, se construyó, antes de iniciarse la estructura, una viga de prueba que fue sometida a un proceso de carga de larga duración, superior a seis meses, a lo largo del cual se tomaron periódicamente lecturas de las deformaciones acaecidas, que proporcionaron valores contrastados del módulo de elasticidad y del coeficiente de fluencia.

Fig. 8

Fig. 9

En este mismo ensayo se detecto que, debido al árido basáltico, el peso específico del hormigón era superior al normal; lo que obligó a revisar el proyecto, considerando un peso de 2,7 t/m³.

El resumen de mediciones de los materiales utilizados en el tablero es el siguiente:

	TOTAL	CUANTIAS POR M²
Hormigón	3.534 m³	0,71 m³
Acero pretensado	151.900 Kg	30,4 Kg
Acero pasivo	576.000 Kg	115,0 Kg

Como ya he dicho, la obra ha sido construida por Cubiertas y M.Z.O.V.

La Dirección por parte de la Administración, ha corrido a cargo del Ingeniero D. Sergio de la Fé.

El sistema de pretensado utilizado ha sido el Freyssinet, que ha suministrado asimismo los apoyos y juntas de dilatación.

No quiero finalizar sin citar a los técnicos de la constructora, adscritos a la obra, sin cuyo continuado esfuerzo no hubiese sido posible: Carlos Abadía, Miguel Angel Pérez López y Jacinto Sánchez Polo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

APLICACIONES DEL METODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS EN INGENIERIA
Editado por: E. Oñate, E. Alonso, M. Casteleiro.
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona, España.
1048 páginas.

Este volumen recoge las 65 comunicacioens presentadas al I Simposium Español sobre Aplicaciones del Método de los Elementos Finitos en Ingeniería celebrado en Barcelona los días 15-17 de Diciembre de 1982.

Los trabajos que constituyen este texto representan un amplio exponente del estado actual de la utilización y desarrollo de los métodos numéricos y en particular del método de los elementos finitos en España, tanto en sus niveles más teóricos de investigación básica, como en sus aspectos más aplicados en problemas de ingeniería tales como: cálculo lineal y no lineal de estructuras, mecánica del suelo, problemas térmicos, problemas de dinámica, mecánica de fluidos y problemas de cálculo numérico. En este sentido, consideramos que la calidad del conjunto de las comunicaciones permite considerar este volumen como una interesante aportación a la extensa literatura sobre el método de los elementos finitos y sus aplicaciones.

La contribución española en este libro se complementa con comunicaciones a cargo del Prof. O.C. Zienkiewicz y de los Drs. E. Hinton y R. Own de la Universidad de Swansea (País de Gales) quienes han contribuido a este texto en calidad de profesores invitados. Para facilitar la edición de este libro se ha respetado en todos los casos la lengua original en que las comunicaciones fueron escritas.

PREFACIO

GRUPO I: ESTRUCTURAS. PROBLEMAS LINEALES

GRUPO II: MECANICA DEL SUELO

GRUPO III: MECANICA DE FLUIDOS

GRUPO IV: PROBLEMAS TERMICOS

GRUPO V: PROBLEMAS DE DINAMICA

GRUPO VI: ESTRUCTURAS, PROBLEMAS NO LINEALES

GRUPO VII: TECNICAS COMPUTACIONALES

APENDICE

Dirigirse a:

Libro Elementos Finitos.
E.T.S. Ingenieros de Caminos,
Jorge Girona Salgado, 31 – Barcelona-34 – ESPAÑA

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

591-9-37

Promoción de las Jornadas Nacionales sobre "El hormigón armado y pretensado en Centrales Nucleares"

Por Alberto Vives Escuder
Ing. Civil de la Dirección de Obra de la C.N.A.

El motivo de lo que les voy a decir, es para invitarles a participar a unas jornadas de transmisión y discusión de experiencias sobre el hormigón armado y pretensado obtenidas durante la construcción de las Centrales Nucleares. Se invita a participar a todos los que directa o indirectamente han vivido esta experiencia o estén interesados en ella. Lo que interesa es poder consolidar conocimientos para que pasen a formar parte del patrimonio técnico científico español.

Por las circunstancias que serían muy largas de analizar, dependemos en gran medida de la Tecnología Extranjera.

Un grupo de Técnicos Españoles, bajo el análisis y amparo de la A.T.E.P., nos hemos propuesto organizar la celebración de unas Jornadas, en que cada uno de los que estemos interesados en el progreso y desarrollo de las nuevas técnicas en la Construcción de Grandes Obras Civiles, expongamos nuestras experiencias o analicemos y discutamos las expuestas a fin de ir capitalizando experiencias que sirvan para un desarrollo mejor y más rápido de nuestra tecnología.

En un concepto general y dentro del Ambito del Conocimiento Científico y Técnico se han vivido y adquirido experiencias en diversos campos, algunos de los cuales citaremos más adelante.

El hecho y la característica más relevante de la actividad durante la construcción de una Central Nuclear es la Intensidad en el Trabajo y el Rigor con que este tiene que ejecutarse. Esto implica una modalidad no habitual, que significa, que no basta que uno tenga el convencimiento y seguridad de que ha realizado su actividad bien, sino, que tiene que dar la seguridad, de que así ha sido, en forma convincente y documentada a la Administración y a toda la Comunidad.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Con esta modalidad de trabajo se desarrolla un espíritu de investigación científica y técnica, altamente formativo y con gran influencia en el ámbito Técnico Nacional y que permitirá en un futuro inmediato independizarse paulatinamente de la dependencia tecnológica Foránea.

Voy a recordar algunas definiciones que vienen al caso para nuestros propósitos.

Según la Real Academia, la Técnica, es el Conjunto de procedimientos y recursos de que se sirve una ciencia o un arte.

La Ciencia es una forma particular del Conocimiento Humano, caracterizado por el rigor sistemático del mismo.

Una de las características esenciales de la Ciencia es que sus conocimientos son sistemáticos, están ordenados y jerarquizados. Un montón de conocimientos, sin sistema, no constituyen Ciencia.

Se puede definir la Ciencia como "una organización racional de nuestro saber empírico".

Lo que constituye el conocimiento científico no es el objeto sobre que versa, sino el método que se emplea.

Se hace ciencia con los hechos, como se hace una casa con ladrillos. Pero ni un montón de ladrillos es una casa ni un montón de conocimientos es una ciencia.

Einsten decía "El objeto de toda Ciencia es coordinar nuestras experiencias y reducirlas a un sistema lógico". Esto es lo que se llama "método científico", el cual, por lo tanto, ha de tener un carácter mixto, experimental y racional.

Y esto es lo que nos proponemos iniciar con estas jornadas, Recoger experiencias, Coordinarlas y reducirlas si es posible en conocimiento para todos y en una normativa donde apoyarnos.

Cuando se empieza una actividad Constructiva, se tienen ciertos conocimientos, que implican unas ciertas dificultades. Si durante todo el desarrollo de la actividad se sigue un proceso ordenado y lógico, se recapacita sobre todo lo que sucede, se adquiere una experiencia que tiene que ser capitalizada para que sea provechosa y fructifera.

Capitalizar la experiencia significa, universalizar los conocimientos adquiridos, transmitirlos y apoyarse en ellos para las actividades siguientes.

Trataré de expresar gráficamente esta idea. (Véase Gráfico de Proceso Constructivo).

Todo lo que hagamos en este ámbito significará un enriquecimiento de los valores culturales y espirituales, en el campo particular del saber científico y técnico, tanto en el marco de la obra como en todo el país. Creo que esta es una de las misiones de la A.T.E.P. y de todos nosotros que pertenecemos a ella.

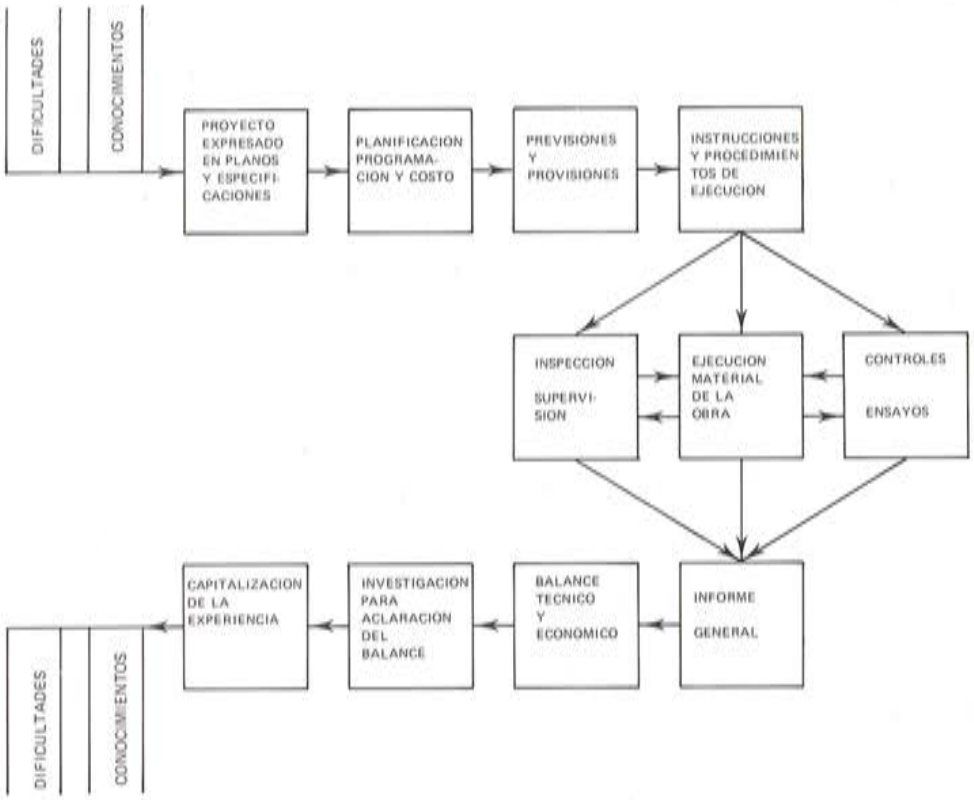
Visitando una de estas obras, y a través de lo que he expuesto en mis comunicaciones anteriores, se darían cuenta de la magnitud y de la diversidad y complejidad de la actividad constructiva desarrollada.

Además de las fotografías de comunicaciones anteriores me permitiré agregar algunas más, cuya reproducción se adjunta.

Durante el desarrollo de la Obra, se han presentado muchas situaciones y problemas técnicos que han motivado investigaciones, ensayos e informes. Creo que son comunes a muchas obras y que muchos de Uds. pueden decir mucho sobre ellos. Enumeraré algunos de los que hemos realizado satisfactoriamente y otros que quedan sin resolver totalmente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

GRAFICO DEL PROCESO CONSTRUCTIVO



Hormigones en Masa
Hormigones Porosos
Hormigones Pesados
Hormigones Proyectados
Inyecciones en Hormigones
Exploración escleromètrica del hormigón
Efectos de los Incendios en el hormigón
Análisis de fisuras en el hormigón

Para el pretensado se hicieron una larga serie de ensayos de gran interés.

Se ha realizado el ensayo de Integridad Estructural bajo presión del Edificio de Contención.

Se está preparando el Programa de vigilancia del Sistema Postensado con dos aspectos principales.

Evaluación del "Lift-off".

Criterios para determinar el estado de corrosión del acero dentro de las vainas y a través del tiempo.

Pérdida real de tensión de los aceros por relajación.

Otro de los extensos ensayos realizados ha sido sobre los pernos de anclaje, tanto de simple y doble expansión como embebidos en morteros especiales.

Ensayos sobre morteros especiales del tipo comercial.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Y uno de los grandes problemas que nos ha quedado sin resolver es el de los Ensayos no destructivos del hormigón.

De esto y de muchas cosas más pensamos hablar en las "Jornadas sobre Técnicas del Hormigón Armado y Pretensado en Centrales Nucleares" y que en un principio se han pensado celebrar en Madrid del 18 al 21 de Mayo de 1982 y bajo el siguiente temario tentativo que se les ha distribuido.

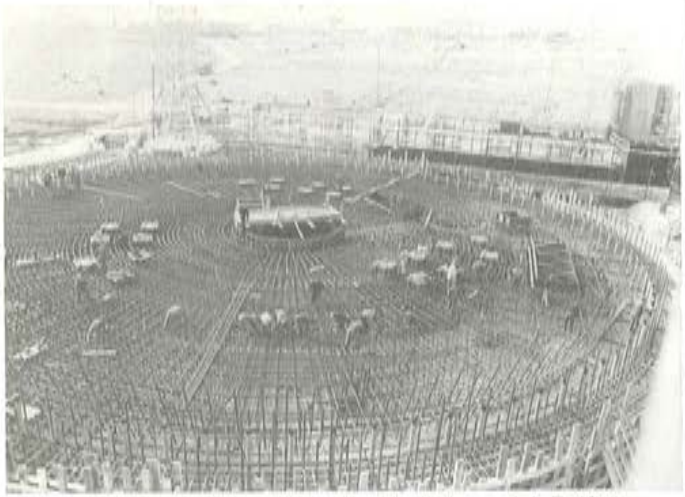
Y esto es lo que pretendemos hacer y que puede tener éxito si todos aportamos algo, sobre todo para el progreso y prestigio de la Técnica Española, los esperamos, MUCHAS GRACIAS.

Fotografía 1: Central Nuclear de Ascó (Tarragona) Grupo I. El pasado y el presente.

Fotografía 2: Armadura Inferior de la Base del Edificio de Contención. Vista aérea.

Fotografía 3: Armadura Inferior de la Base del Edificio de Contención. Vista de Perfil.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

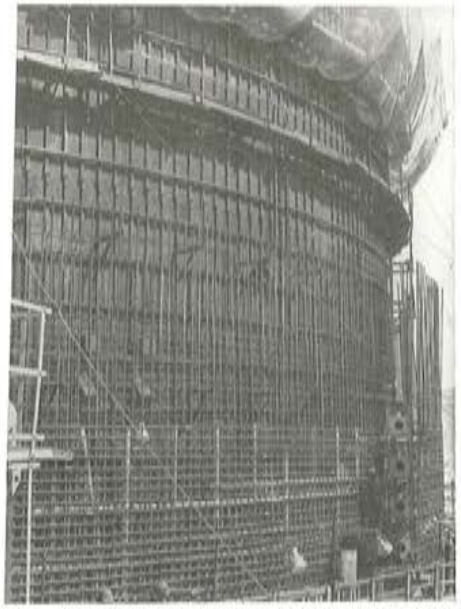


Fotografía 4: Armadura Superior de la base del Edificio. Contención.

Fotografía 5: Detalle de la fotografía anterior — Trmpetas de los tendones y puesta a tierra de las armaduras.

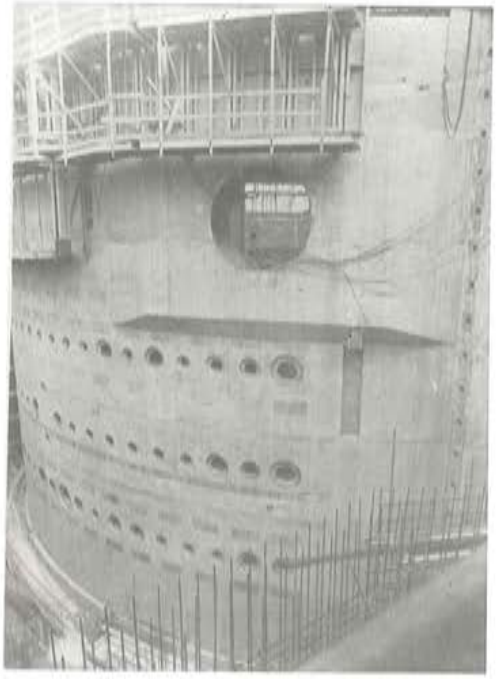
Fotografía 6: Fase de construcción Edificios Principales Grupo I.

Fotografía 7: Fase de construcción Edificios Principales Grupo II.

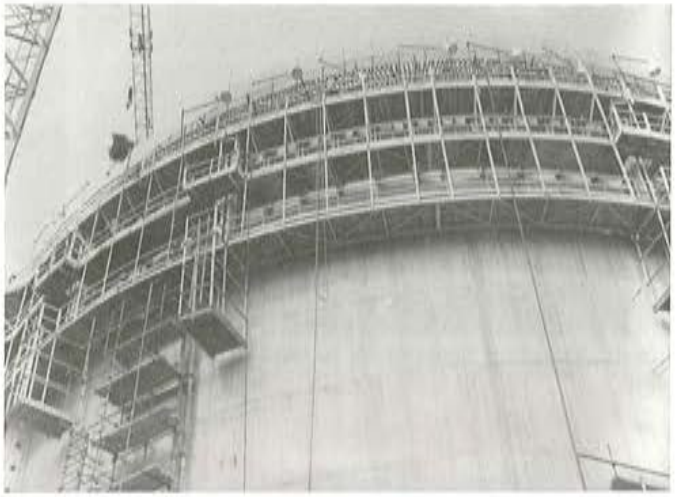


Fotografía 8: Detalle de construcción del muro del Edificio de Contención. Puede verse la chapa de revestimiento interna, las placas de anclaje en un contrafuerte y las vainas de los tendones y armaduras.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

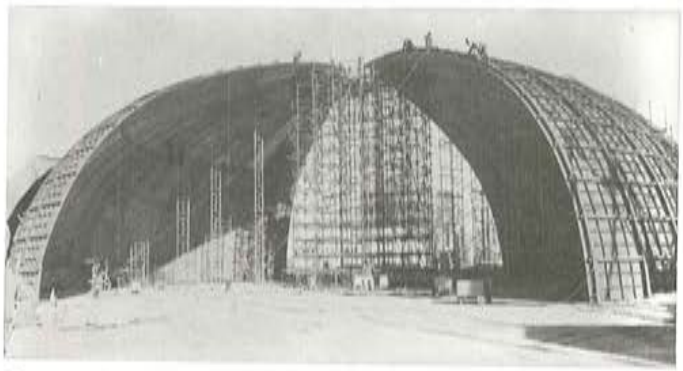


Fotografía 9: Muro del Edificio de Contención en la zona de Entrada de Personal. A la derecha el contrafuerte con las placas de apoyo de los anclajes de tendones.

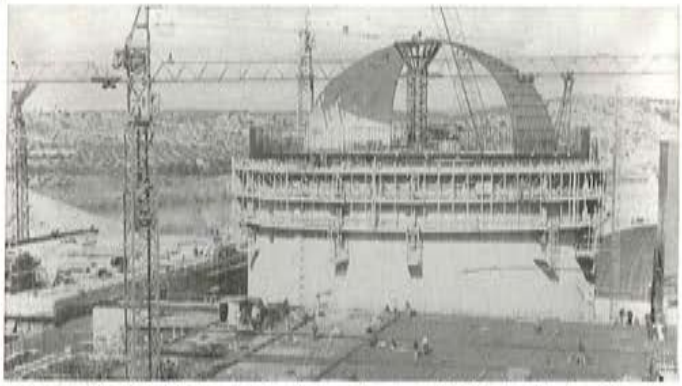


Fotografía 10: Encofrado Trepante para el muro del Ed. Contención.

Fotografía 11: Hueco que se deja en el muro de contención para la entrada de equipos.



Fotografía 12: Premontaje en el suelo de la chapa de revestimiento de la Cúpula del Edificio de Contención.



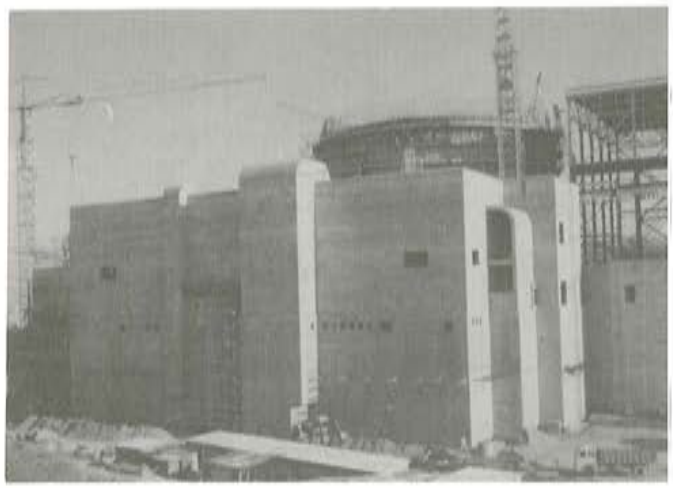
Fotografía 13: Parte de la chapa de revestimiento de la cúpula del Edificio de Contención, ya colocada.

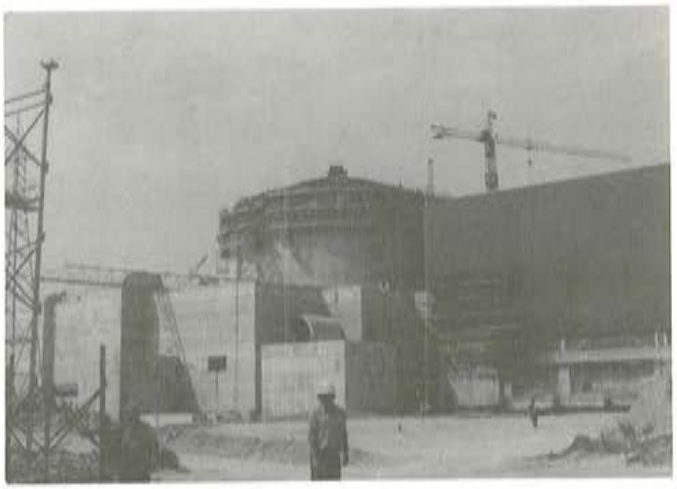
Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Fotografía 14: Montaje de la chapa de revestimiento de la Cúpula del Edificio de Contención. Izamiento de un gajo.

Fotografía 15: La chapa de revestimiento de la cúpula completamente montada.

Fotografía 16: Entradas Equipos del Edificio de Contención.





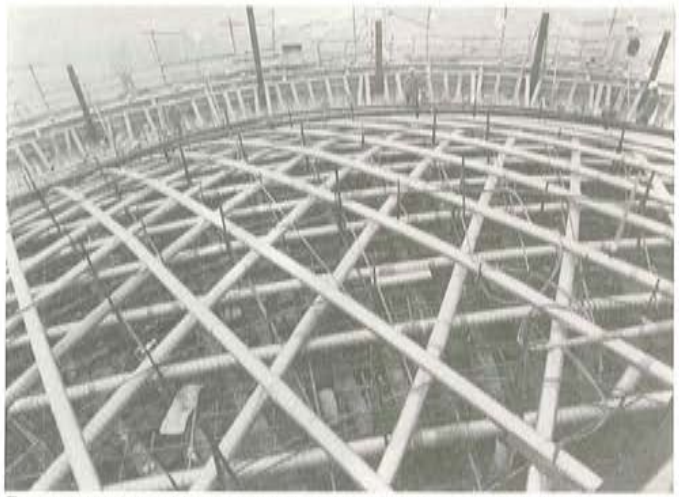
Fotografías 17 y 18: Dos fases de construcción del Edificio de Control.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Fotografía 19: Edificio de Contención-Armadura viga anillo y capa inferior de la cúpula.

Fotografía 20: Ed. Contención—Inicio colocación vainas de los tendones inferiores de la Cúpula.

Fotografía 21: Edificio Contención—Vainas de los tendones de la cúpula terminadas.



Fotografía 22: Detalle de las vainas de las tres capas de tensones de la cúpula.

Fotografía 23: Cúpula Ed. Contención—Detalle colocación del riel para la soldadura de póticos móviles.

Fotografía 24: Cúpula Ed. Contención—Encofrado de una junta de hormigonado, con metal desplegado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

Discurso de Clausura de la Xª Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P.

Por Francisco Arredondo
Presidente de la A.T.E.P.

Con esta solemne Sesión ponemos el punto final a la X Asamblea Nacional de la Asociación Española del Pretensado.

Recuerdo que, cuando yo era alumno de tercer año de la Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid tuve un profesor, D. Eduardo Torroja, que nos habló algo de una técnica nueva que parecía que prometía pero que todavía no se había utilizado en España, que era el hormigón pretensado.

Por aquel entonces, algunos miraban a esa técnica nueva con cierto escepticismo, y otros, con un acento despreciativo, calificaban al hormigón pretensado de un hormigón con "pre-tensiones".

Desde esa época hasta hoy han pasado muchos años y el hormigón pretensado es hoy una técnica conocida, difundida y utilizada por muchos de nuestros ingenieros y arquitectos.

A la difusión de esta técnica ha contribuido no poco la Asociación Técnica Española del Pretensado que a lo largo de 32 años ha realizado una amplia labor de estudio, experimentación, difusión, etc., en España y fuera de ella.

No quiero citar a personajes que nos hayan abandonado ya, que además están en la mente de todos, pero sí quiero citar a dos veteranos insignes, quienes con su impulso audacia y actividad pueden considerarse pioneros de esta técnica, me refiero a Manolo de la Torre, presente entre nosotros y a Ricardo Barredo a quien la enfermedad retiene en Madrid pero que en espíritu está con nosotros. A ellos, nuestro abrazo más cordial con el deseo de que asistan a muchas más Asambleas.

Acabo de decir que es una técnica conocida; y es verdad que es conocida, pero siempre quedan lagunas que llenar, siempre quedan aplicaciones nuevas que estudiar, siempre quedan rincones que explorar.

Entre otras cosas, ese es el motivo de que estemos aquí, como han demostrado las numerosas comunicaciones, del más alto interés, que hemos escuchado durante estos días.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

En el tema de Investigación hemos escuchado cómo nuestros estudiosos van desentrañando misterios, van comprobando hipótesis y van analizando fenómenos que ya en este momento, o en algún día futuro, se traducirán en una nueva teoría, en una limitación o en una norma.

¿No habéis observado el afán que tienen los crios pequeños de destrozar un jueguete, sobre todo si el juguete suena o se mueve, para ver qué tiene dentro? Pues eso es lo que hacen nuestros investigadores; ver qué tienen dentro los materiales que constituyen el hormigón pretensado o estudiar métodos de cálculo que nos lleven al conocimiento de las sutiles armonias que en las estructuras existen.

En la IX Asamblea, celebrada en La Coruña hace tres años, nos felicitábamos de que ya hubiera sido publicada la primera norma Española del Hormigón Pretensado, aunque todavía no tenía un carácter obligatorio. Ahora ya lo tiene, ahora ya se ha creado y por tanto se han visto sus virtudes y sus vicios, las cosas claras y las cosas oscuras que presenta y, por tanto, ya se puede, con conocimiento de causa, acudir a la Comisión Permanente del hormigón pidiendo "el libro de reclamaciones" o "el libro de felicitaciones".

Este tema de la normativa era otro de los grandes capítulos de la Asamblea.

Todos bebemos un agua que viene conducida por tuberías, desde sabe Dios que ignoto picacho de una serranía, hasta nuestros grifos. Muchos han tenido el problema de saber si en una determinada habitación de su hogar podían colocar una librería o un piano de cola o podían celebrar un baile el día que una encantadora muñeca vestía sus galas de mujer por primera vez.

Estos temas de los tubos y de los forjados, también han sido tratados con profundidad; y creo que han sido aclaradas muchas cosas.

Como ocurre siempre, el apartado más amplio ha sido el de las realizaciones en el que nos han mostrado obras interesantísimas, por su concepción, su construcción o su belleza, o por las tres circunstancias al mismo tiempo.

Ha sido esta la Asamblea a la que se han presentado más comunicaciones.

Es una lástima que el tiempo sea limitado y haya que recortar las intervenciones pues, a decir verdad, siempre se queda uno con la miel en los labios.

En fin, estimo que el balance técnico de la Asamblea es positivo y, además, todo ha salido como era esperado, por todos menos por uno: el Secretario de la Asociación que no lleva preocupado por esta Asamblea más que tres años, es decir, desde que terminó la anterior.

Sabéis que la A.T.E.P. no concede más que una medalla por año o mejor dicho tres medallas cada tres años. Si por una parte nos alegra ver galardonados a queridos amigos, por otra nos apena que otros amigos, tan queridos como aquellos, no hayan conseguido la medalla todavía. Y la verdad es, señores, que la adjudicación de las medallas es difícil porque hay, indudablemente, muchos nombres que a todos nos suenan mucho, para elegir.

Mi felicitación y mi abrazo para Ginés Aparicio, Manolo Elices y Javier Manterola.

Es tradicional en estas alocuciones de clausura, el capítulo de agradecimientos; pero si, uno por uno, diera las gracias a todas las entidades oficiales y particulares y a todas las personas que nos han ayudado, llegariamos tarde a la cena de esta noche. Permitidme, pues que abrevie.

Vaya en primer lugar mi agradecimiento a las Autoridades provinciales, regionales, municipales, militares y navales, que nos han recibido con cordialidad y simpatía y nos estan agasajando con ilusión y con largueza.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

A los Colegios Profesionales y a las Empresas relacionadas más o menos de cerca con la construcción, que se han empeñado, y lo estan consiguiendo, en que lo pasemos bien.

Pero, claro, las Entidades y Empresas tienen una realidad política, administrativa, jurídica, comercial, industrial, etc.; pero ni se les puede estrechar la mano ni dar un abrazo. Detrás de cada una de esas Instituciones yo veo una persona y a esa persona, precisamente a esa, es a quien rindo pleitesia, a quien doy las gracias y a quien ofrezco mis respetos.

Mi agradecimiento también a los miembros de A.T.E.P., parte muy importante del éxito de esta Asamblea, pues han tenido el destacado papel de protagonistas; dejo en capítulo aparte, en este agradecimiento al Secretario de la A.T.E.P. a pesar de su pesimismo, y al eficaz equipo de Secretaría, proyección, megafonía, etc.

Permitidme que haga una excepción con dos personas que han sido alma de nuestra organización en Murcia: Juan José Parrilla, gran animador y de eficacia comprobada y Juan Jódar, a quien realmente debemos el estar aquí.

Y por fin, mi agradecimiento a Murcia que nos cautivó con su hidalguía y nobleza. Viviendo en Murcia, aunque solo sea unos días, se comprende a aquella muchachilla de quien habla Gabriel Miró, que se enamoró del ángel, y hablando en Murcia del Angel no puede ser más que uno; y se comprende perfectamente lo que dice la conocida zarzuela:

En la huerta del Segura
Cuando ríe una huertana
Resplandece de hermosura
Toda la vega murciana.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

NOTA NECROLOGICA

El día 3 de Enero de 1983 falleció en Madrid el Doctor Ingeniero Industrial Don Ernesto Garau Llarí, Presidente de la Agrupación de Fabricantes de Cemento de España, "OFICEMEN".

El Sr. Garau había nacido en Barcelona el 21 de Octubre de 1922. Cursó estudios de Ingeniería Industrial en Bilbao y comenzó a ejercer su profesión, recién acabada su carrera, en la Empresa SEFANITRO, como Jefe del Departamento de Servicios Generales, durante el período de montaje y puesta en marcha de las instalaciones de la misma.

En 1953 se trasladó a Barcelona, donde trabajó para la Firma SEAT, hasta la entrada en funcionamiento de la factoría.

Con posterioridad desarrolló su actividad profesional en la Empresa MANUFACTURAS METALICAS MADRILEÑAS, y después ocupó el cargo de Director General de la Firma HENNINGER ESPAÑOLA, S.A. Más adelante regentó la Dirección Comercial de SAVA, en la Empresa PEGASO.

En 1968 pasó a colaborar con la Agrupación de Fabricantes de Cemento de España, primero como Director, y a partir de 1970 como Presidente de la misma, en cuyo cargo rindió a dicho Sector Industrial muy relevantes y distinguidos servicios, hasta su tan reciente como inesperado y muy sentido deceso.

En su condición de Presidente de OFICEMEN representó con eficacia y brillantez al Sector Cementero Español durante muchos años en el Comité Económico y en el Comité Ejecutivo del CEMBUREAU (Asociación Europea del Cemento), organismo que integra a las Agrupaciones Nacionales de Fabricantes de Cemento de la Europa Occidental.

Con el mismo carácter representó también a España, e incluso al propio CEMBUREAU en varias ocasiones, con motivo de las sucesivas reuniones del GLAICYC (Grupo Latino-Americano de Institutciones del Cemento y del Concreto), organismo que, a semejanza del CEMBUREAU en Europa, agrupa a los Sectores Cementeros de todos los países iberoamericanos, y al cual pertenece también España como miembro de pleno derecho, a través de OFICEMEN y del IETCC.

Si como profesional fue fecundo, completo y competente, como persona el Sr. Garau no dejó nada que desear en cuanto a su humanidad, simpatía, hombría de bien y exquisito trato personal, por lo cual son innumerables los buenos y sinceros amigos que deja, y que siempre le recordarán por sus excelentes dotes personales.

El Instituto "Eduardo Torroja" de la Construcción y del Cemento, perteneciente al Consejo Superior de Investigaciones Científicas, por la relación que con el mismo tuvo el finado en su condición de Presidente de la Agrupación de Fabricantes de Cemento de España y de miembro del Consejo Técnico-Administrativo de dicho Instituto, así como de representante español en el CEMBUREAU, quiere rendirle el homenaje póstumo de su reconocimiento y entrañable recuerdo, así como transmitir a los familiares del Sr. Garau, al Sector Cementero Español en pleno y a todo el personal de OFICEMEN su sincero y profundo pesar por tan sensible pérdida.

Estamos seguros de que en este sentimiento nos acompaña el CEMBUREAU, así como las Asociaciones e Institutos del Cemento de todo el mundo, y muy especialmente de Iberoamérica.

Descanse en paz el excelente amigo y compañero.

J. C. C.

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026

asociación técnica
española del pretensado

Documento descargado de www.e-ache.com el 05/01/2026