

EXPEDIENTE N° _____
Agregado N° _____
1489
13 ABR 1987 FECHA

Buenos Aires, 13 de Abril de 1987

Señores

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

San Martín 871

Buenos Aires

At.: Ingeniero Carlos A. Landó

Ref.: Asesoramiento a CO.DE.FOR

De mi consideración:

Tengo el agrado de dirigirme a Uds. para elevarles adjunto 4 ejemplares del Informe Final del Estudio "Asesoramiento a CO. DE.FOR" para la Inspección de Obras de Defensa de Costas y Muelle Frontal en la Ciudad de Formosa.

Sin otro particular saludo a Uds. muy atte.


RICARDO A. SCHWARZ

32367

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES



PROVINCIA DE FORMOSA

INSPECCION DE OBRAS DE DEFENSA
DE COSTAS Y MUELLE FRONTAL EN
LA CIUDAD DE FORMOSA

INFORME FINAL

Top 0
H.341
513
FORMOSA

ASESORAMIENTO A CO.DE.FOR

INFORME FINAL

INDICE

INTRODUCCION	1
<u>CAPITULO 1: METODOLOGIA</u>	
1. Introducción	2
2. Objeto de las tareas	2
3. Situación actual de las obras	4
4. Programa de mediciones para el tesado de las riendas	7
5. Verificación de la estabilidad de las pantallas	8
6. Análisis del sellado de las juntas	9
7. Asesoramiento durante el tesado	10
8. Evaluación de la geometría del muelle y el escurrimiento del río	11
9. Evaluación de propuestas para la protección de la ribera	12
10. Preparación de un programa de relevamientos batimétricos	12
11. Prueba de carga a flexión de los paneles	13
12. Informes	14
<u>CAPITULO 2: VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD DE LAS PANTALLAS</u>	
A - MEMORIA	
1. Introducción	16
2. Bases de cálculo	16
3. Verificación del cálculo de estabilidad	23
4. Conclusiones	27

B - TABLAS

Tabla 1.a	29
Tabla 1.b	30

C - FIGURAS

Figura N° 1	31
Figura N° 2	32
Figura N° 3	33
Figura N° 4.a	34
Figura N° 4.b	35
Figura N° 5.a	36
Figura N° 5.b	37

CAPITULO 3: PROGRAMA DE MEDICIONES PARA EL TESADO DE LAS RIENDAS

A - MEMORIA

1. Introducción	38
2. Descripción general	39
3. Especificaciones del tensor	40
4. Bulbo de anclaje	41
5. Tesado	42
6. Procedimientos de tesado	44
7. Desplazamientos del tirante	46
8. Planillas	47
9. Análisis del tesado	48
10. Análisis de la inyección	50

11. Cronograma	51
B - PLANILLAS	
1. Boletines de inyección	52
2. Boletines de pretensado	57
C - PLANOS	
1.1 Muelle frontal	63
1.2 Defensa de costa	64
<u>CAPITULO 4: PRUEBA DE CARGA A FLEXION DE LOS PANELES PREMOLDEADOS</u>	
1. Planteo inicial	65
2. Propósito	65
3. Antecedentes	66
4. Datos técnicos	67
5. Programa	69
6. Croquis de la sección	72
<u>CAPITULO 5: PROGRAMA DE CONTROLES BATIMETRICOS EN LA ZONA DE MUELLE</u>	
1. Introducción	73
2. Zona a relevar	74
3. Relevamiento batimétrico	76
4. Procesamiento y Representación Gráfica	76
5. Oportunidades de medición	77
<u>CAPITULO 6: ANALISIS DEL SELLADO DE LAS JUNTAS VERTICALES ENTRE LAS</u> <u>PLACAS PREMOLDEADAS</u>	
1. Introducción	78

2. Descripción	78
3. Análisis efectuados	79
4. Conclusiones	80

CAPITULO 7: EVALUACION DE LA INFLUENCIA DE LA GEOMETRIA DEL MUELLE

SOBRE EL ESCURRIMIENTO DEL RIO

1. Propósito	81
2. Antecedentes	81
3. Análisis de los antecedentes	82
4. Comentarios	83
5. Conclusiones	84

CAPITULO 8: EVALUACION DE PROPUESTAS PARA LA PROTECCION DE LA RIBERA

1. Objeto	85
2. Antecedentes	85
3. Análisis de los antecedentes	85
4. Conclusiones	87

CAPITULO 9: DESPLAZAMIENTO DEL MURO EN EL SECTOR CENTRAL

1. Antecedentes	89
2. Antecedentes consultados	89
3. Propósito	91
4. Los suelos de la barranca	91
5. Las investigaciones de suelos	94
6. Conclusiones de los estudios de suelo	97
7. La causa del deslizamiento	101

8. La variante propuesta	107
9. Recomendaciones	109

CAPITULO 10: ESTUDIO COMPLEMENTARIO DE SUELOS-ESPECIFICACIONES TECNICAS

1. Objeto	111
2. Documentación existente	111
3. Tareas a realizar	112
4. Plazos	114

CAPITULO 11: PAVIMENTO MUELLE 115

CAPITULO 12: INFORMES DE VIAJE

Informe de Viaje N° 1: (1,2,3/12-1986)	119
Informe de Viaje N° 2: (5,6/2-1987)	124
Informe de Viaje N° 3: (23,24/2-1987)	127

INTRODUCCION

Las tareas previstas para el estudio "Asesoramiento a CO.DE.FOR" para la Inspección de Obras Defensa de Costas y Muelle Frontal en la ciudad de Formosa, fueron realizadas de acuerdo con las especificaciones estipuladas en el Plan de Trabajos del contrato de obra correspondiente (Expediente N°1238), según consta en el Anexo I del mismo dentro de los plazos oportunamente fijados.

Los desarrollos y resultados de dichas tareas se encuentran reunidos en este Informe Final. La mayor parte de los mismos fueron presentados en informes anteriores.

A este informe se agregan además tareas realizadas no contenidas en las especificaciones, pero que fueron solicitadas por las autoridades de la Provincia de Formosa en el marco del asesoramiento previsto.

El ordenamiento de los capítulos tiene en cuenta la circunstancia señalada. Por tal razón los primeros ocho capítulos están referidos a las tareas especificadas contractualmente, en tanto que los tres capítulos siguientes contienen las tareas adicionales.

El último capítulo reúne a su vez los informes de viaje producidos durante el transcurso del estudio.

CAPITULO 1

METODOLOGIA

1. INTRODUCCION

La "Inspección de Obras de la Defensa de Costas y Muelle Frontal en la Ciudad de Formosa" abarca un conjunto de ocho (8) tareas, cuya descripción metodológica se desarrolla a continuación. Estas tareas están indicadas en el Anexo I - Plan de trabajos del Contrato de Obra respectivo identificado bajo el Expediente N° 1238.

2. OBJETO DE LAS TAREAS

Las tareas comprendidas en la inspección de obras están referidas a las obras de contención de suelos, tanto en la obra de defensa como en el muelle frontal.

El diseño de las estructuras para la contención de suelos es similar en ambas obras. Dichas estructuras están constituidas por pantallas ancladas en el mismo suelo mediante tensores de acero con bulbos de anclaje en su extremo.

Las pantallas están compuestas por paneles de hormigón armado premoldeado unidos superiormente por una viga de coronamiento de hormigón armado colado "in situ".

Dichas pantallas se colocan en trincheras de caras verticales excavadas previamente y estabilizadas con mezcla de bentonita.

En el caso del muelle frontal, por razones constructivas, los paneles no alcanzan la cota inferior, completandose la pantalla con un hormigonado "in situ" del pie por debajo de los paneles.

Las dimensiones, cotas y características estructurales de las pantallas son diferentes según correspondan al muelle o a la defensa de costa.

Los tensores de anclaje están formados cada uno por doce riendas de acero de alta resistencia de diámetro 1/2". Constan de un tramo libre donde dichas riendas están recubiertas por un tubo de PVC de diámetro 3", y un tramo de anclaje, en el cual, por medio de un tubo interior de inyección, se forma un bulbo de mortero de cemento que liga el tensor y sus riendas con el suelo circundante.

Estos tensores se introducen en perforaciones efectuadas con anticipación y luego, para conformar el bulbo, se efectúan una o varias inyecciones sucesivas de cemento, esperandose en este último caso, el fraguado de la inyección anterior antes de iniciar la siguiente.

Consolidado el bulbo, el anclaje es tesado con gatos hidráulicos, sometiendo a las cargas previamente fijadas. Finalmente, y de cumplirse las pruebas de carga, el tensor es acuñado en el frente de la pantalla

con ayuda de una placa metálica que apoya en la misma.

El objeto de las tareas de la inspección está referido a diversos aspectos vinculados con las obras de contención arriba descriptas. En detalle se trata de las siguientes tareas:

- Preparación de un programa de mediciones para el tesado de las rindas.
- Verificación de la estabilidad de las pantallas de muelle y defensa.
- Análisis del sellado de las juntas verticales entre placas,
- Asesoramiento durante la ejecución de tareas de tesado.
- Evaluación del informe sobre la geometría del muelle y el escurrimiento del río.
- Evaluación de las propuestas de protección de ribera aguas arriba del muelle.
- Preparación de un programa de controles batimétricos.
- Programa para la prueba de carga de las placas premoldeadas.

3. SITUACION ACTUAL DE LAS OBRAS

Las dos obras en ejecución, muelle frontal y defensa de costa, presentan diferentes grados de avance, tal como se indica a continuación.

3.1 Muelle frontal

La pantalla está construída íntegramente en toda su extensión, comprendiendo ello la excavación de la zanja, la fabricación y colocación de los paneles premoldeados, el hormigonado de pie y vigas de coronamiento, así como la colocación de los anclajes y la inyección del mortero de bulbo.

Los anclajes también fueron tesados, primero hasta una carga de 25 toneladas, habiéndose completado luego en la mayor parte de los mismos la carga completa, cubriendo el sector donde el relleno de la zona portuaria alcanzó la cota de coronamiento definitivo.

Los procedimientos y los resultados obtenidos en las tareas de tesado y de inyección previa de mortero de cemento, fueron registrados en planillas y diagramas elaborados por las empresas constructoras, que responden en buena medida a los usos y a las recomendaciones internacionales que existen en esta materia.

3.2 Defensa de costa

Las obras de la defensa de costa muestran un avance menor que las correspondientes al muelle frontal.

Los paneles premoldeados fueron colocados sobre una longitud algo su-

perior a la mitad del total del trazado y también se construyó allí la viga de coronamiento.

A su vez los anclajes solo se colocaron en un tramo corto en el extremo norte, donde también se procedió a la inyección de bulbo y a un primer intento de tesado.

En esta obra se han producido dos situaciones que afectan su desarrollo posterior.

En primer lugar se ha producido un deslizamiento del talud en la parte central del trazado sobre una extensión de unos 100 metros, que arrastró a la pantalla aún sin anclaje, provocándole un deslizamiento horizontal de aproximadamente 4,0 metros y un hundimiento de aproximadamente 2,0 metros.

Este fenómeno ha motivado la realización de un estudio de suelos en el lugar, a partir del cual las empresas constructoras elaborarán un nuevo proyecto para reemplazar la pantalla en la zona afectada.

El segundo problema se observó en el tramo norte donde la pantalla ya cuenta con los anclajes. Después de haberse efectuado la inyección de bulbo y cumplido el período de curado, se procedió al tesado de 22 tensores, de los cuales solo 3 se comportaron satisfactoriamente ante las cargas aplicadas, fallando los otros 19.

Como consecuencia de ello las empresas constructoras modificarán el procedimiento de inyección de cemento para la formación del bulbo de anclaje.

4. PROGRAMA DE MEDICIONES PARA EL TESADO DE LAS RIENDAS

El objetivo de esta primera tarea a ser encarada en el marco de la Inspección de Obras, es el de fijar y/o controlar los modos de ejecución y analizar los resultados obtenidos en el tesado de las riendas o anclajes, teniendo en cuenta que las mismas constituyen un elemento fundamental en la estabilidad de las pantallas.

El programa a ser establecido estará en concordancia con el correspondiente plan de trabajos establecido por las empresas constructoras y aprobado por CODEFOR, que constituirá la base del cronograma a desarrollar. A tales efectos, se obtendrá por parte de CODEFOR dentro de las dos semanas de iniciadas las tareas, el mencionado plan de trabajos para las obras del muelle frontal y las de defensa de costa.

El programa de mediciones tendrá en cuenta todos los fenómenos que se presentan en el tesado de las riendas y también los pasos a dar en la inyección para formación del bulbo.

La aplicación de cargas en el tensor produce deformaciones en el mismo,

ya sea por su alargamiento, por el acomodamiento de las riendas, por el deslizamiento del bulbo o por la deformación de la viga de coronamiento. Todos estos aspectos serán debidamente contemplados en el programa.

Por otra parte se considerarán los fenómenos de sobretensión y de "creep" o deformaciones bajo carga sostenida en el tiempo. También se tendrán en cuenta los procedimientos de cargas y descargas.

En cuanto a las inyecciones de mortero de cemento para la formación del bulbo, se preve el seguimiento de los procedimientos aplicados a través de las presiones de inyección, y las veces que se repite la tarea, así como los volúmenes de cemento empleados en cada oportunidad.

El programa de mediciones estará reflejado en las planillas y los diagramas de obra llenadas por las empresas constructoras, que serán sometidas a un análisis en la medida que se completen las tareas.

5. VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD DE LAS PANTALLAS

El objetivo de esta tarea es controlar la estabilidad de las pantallas de las dos obras, muelle frontal y defensa de costa.

Las empresas constructoras entregaron antes de iniciar las obras los cálculos de verificación correspondientes.

Las tareas se iniciarán en consecuencia adoptando los datos e hipótesis del cálculo existente, previo análisis de los mismos. En el tramo que sufrió el deslizamiento los datos serán los resultantes del nuevo cálculo que proveerán las empresas. Se estudiarán luego los grados de rigidez de las pantallas y las características de los suelos con el propósito de seleccionar el método de cálculo a ser utilizado.

La ejecución de las obras presenta en el muelle una diferencia en relación con el proyecto, puesto que los paneles se construyeron con una longitud menor a la prevista, completandose ese tramo faltante mediante un hormigonado de pie por debajo de los paneles vinculado a las mismas con una armadura.

Esta modificación constructiva con respecto al diseño será tenida especialmente en cuenta en la verificación a realizar, fijándose a tal efecto las condiciones teóricas de sustentación y apoyo que representen la realidad con el mayor acierto, como por ejemplo, considerando la unión placa-hormigón de pie como una articulación.

A su vez la verificación establecerá las hipótesis de erosión en el frente de la pantalla.

6. ANALISIS DEL SELLADO DE LAS JUNTAS

Las uniones entre paneles muestran separaciones variables. A través de

ellas se puede producir el escurrimiento del suelo con los consiguientes asentamientos en el plano de trabajo del muelle, o en el caso de las defensas, provocando deslizamientos en los taludes.

Se ha previsto que dichas uniones se cierren mediante la inyección de una mezcla compuesta por bentonita, cemento y agua. Este trabajo ya fué realizado en parte. También en un sector del muelle se retiró el suelo ubicado delante de la pantalla, quedando a la vista la unión y el sellado.

Allí se procedió a limpiar las uniones en una profundidad de aproximadamente 10 cm. y a taparlas con un mortero de cemento y arena.

El análisis a ser efectuado se basará por un lado en la información que a este respecto suministrará la Inspección de Obra y por otro lado en las inspecciones directas que se efectuarán durante las estadías en las obras.

La tarea será completada con un informe técnico.

7. ASESORAMIENTO DURANTE EL TESADO

El tesado de las riendas se ha comenzado en las obras de muelle y también en un tramo de la obra de defensa.

Es asesoramiento a ser provisto a la Inspección de Obras, cubrirá to-

dos los aspectos técnicos relativos tanto al propio tesado de riendas como a la inyección previa de formación del bulbo de anclaje.

Será efectuado durante el plazo fijado de tres meses, sobre la base del cronograma de obra a ser entregado por CODEFOR, para lo cual se realizarán los traslados al lugar en las oportunidades que resulten y las veces establecidas en el Convenio.

Por otra parte, dicho asesoramiento podrá ser ampliado por vía de consultas directas, ya sean telefónicas como por carta.

8. EVALUACION DE LA GEOMETRIA DEL MUELLE Y EL ESCURRIMIENTO DEL RIO

La geometría del muelle fué modificada en relación con el proyecto con el objeto de mejorar las condiciones de escurrimiento del río frente al mismo.

El nuevo desarrollo del trazado de muelle fué analizado por la firma Hytsa, que entregó un informe con el análisis del problema.

Dicho informe será evaluado a los efectos de establecer si sus conclusiones responden a los fenómenos hidrodinámicos generados por la presencia del muelle.

La evaluación señalada deberá contar con los datos, los relevamientos y las mediciones que fueron utilizados en el informe mencionado.

9. EVALUACION DE PROPUESTAS PARA LA PROTECCION DE RIBERA

El muelle frontal avanza sobre el Río Paraguay con una línea separada de la orilla natural.

En su extremo aguas arriba, la pantalla que configura el frente de ataque, muestra un quiebre formandose una pared que avanza hacia la costa con un ángulo de unos 40° respecto al frente. Pero esta pared no llega hasta los terrenos no inundables, dejando por tanto un sector abierto que en períodos de aguas altas recibe la acción directa de las corrientes del río.

Dicho sector deberá ser protegido adecuadamente. La Inspección de Obra de CODEFOR solicitó a tal efecto a las empresas constructoras que presenten propuestas para resolver este problema.

Esas propuestas fueron entregadas y se componen cada una de ellas de un diseño técnico y un presupuesto.

Las mismas serán analizadas básicamente desde el punto de vista técnico, pero teniendo en cuenta también la incidencia del costo de las obras.

10. PREPARACION DE UN PROGRAMA DE RELEVAMIENTOS BATIMETRICOS

La presencia del muelle frontal modifica las condiciones naturales del

Río Paraguay en la zona donde se ha instalado.

Como consecuencia de ello se alteran las características hidrosedimentológicas en el cauce, y ello puede provocar cambios en el comportamiento del río y en las consecuencias futuras del mismo.

Por tal razón se consideró conveniente efectuar durante un cierto período de años un control del cauce del río, para así obtener un panorama claro de las modificaciones que se puedan ir produciendo y eventualmente disponer las medidas correctivas en el caso que fueran necesarias.

La vía más sencilla de captar estos cambios, es el relevamiento periódico del fondo del río con el objeto de poder establecer por comparación las modificaciones morfológicas del cauce.

A tal fin se preparará un programa de relevamientos batimétricos para su ejecución futura.

11. PRUEBA DE CARGA A FLEXION DE LOS PANELES

Las pantallas están integradas con paneles premoldeados de hormigón armado.

Dichos paneles fueron diseñados y dimensionados para resistir las sollicitaciones de flexión obtenidas en los cálculos de estabilidad presen-

tados oportunamente por las empresas constructoras.

De igual modo, tanto la dosificación del hormigón, la armadura y el proceso constructivo, tuvieron en cuenta las solicitaciones calculadas.

A los efectos de verificar la capacidad resistente de los paneles, se procedió a someter a un número limitado de ellos a ensayos de flexión, teniendo en cuenta las recomendaciones formuladas en oportunidad anterior.

Durante los ensayos se registraron las mediciones correspondientes a cargas y deformaciones y se volcaron esos datos así como todas las demás observaciones en planillas adecuadas.

La tarea a ser realizada comprenderá el análisis y la evaluación de los ensayos sobre la base de las planillas confeccionadas, que con ese objeto deberán ser enviadas por CODEFOR en los plazos establecidos.

12. INFORMES

Las tareas realizadas se desarrollarán en los informes respectivos de acuerdo con el siguiente programa.

INFORME N° 1

Plazo: 1 mes

- Contenido: - Metodología
- Programa de mediciones para el tesado de las riendas
- Prueba de carga a flexión de los paneles

INFORME N° 2

Plazo: 2 meses

- Contenido: - Verificación de la estabilidad de las pantallas
- Análisis del sellado de las juntas
- Evaluación de la geometría del muelle y el escurrimiento del río.

INFORME FINAL

Plazo: 3 meses

- Contenido: - Resultado de las pruebas y mediciones
- Conclusiones

CAPITULO 2

VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD DE LAS PANTALLAS

1. INTRODUCCION

La verificación de la estabilidad de las pantallas del muelle y de la defensa de costa comprende la revisión de las memorias de cálculo efectuadas por la empresa constructora, así como nuevas verificaciones si se comprueban diferencias entre las hipótesis asumidas y las condiciones reales de obra en lo que se refiere a los vínculos de sustentación inferiores y a las posibles erosiones de pie.

En cuanto a las hipótesis de carga y a la calidad y características de los suelos, el "Plan de Trabajos" del Contrato (Anexo I) prevé considerar las mismas que fueron asumidas por la empresa constructora en el proyecto presentado oportunamente a CO.DE.FOR.

El propósito de esta verificación, es determinar el grado de seguridad de las obras dentro de las condiciones e hipótesis aquí señaladas.

2. BASES DE CALCULO

En este capítulo se desarrollarán dos capítulos. El primero de ellos contiene consideraciones de carácter general en tanto que el segundo trata de las bases asumidas concretamente para cada una de las obras.

2.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Las pantallas con anclaje superior del tipo que se emplearon en las obras de muelle y defensa de costa, constituyen típicas estructuras de contención de suelos que funcionan estructuralmente como vigas sometidas a esfuerzos de flexión.

La carga de las mismas proviene de los empujes de los suelos y de las sobrecargas en el plano libre superior. Los procedimientos de diseño y cálculo que se aplican, dependen por lo tanto de las características de los suelos. Por tal razón se han desarrollado dos procedimientos básicos, uno para suelos granulares y otro para suelos cohesivos. Ambos pueden ser combinados para el caso de suelos cohesivos-granulares.

La determinación de los empujes obtiene una buena aproximación a la realidad en suelos granulares cuando se utiliza el método de Coulomb con fricción suelo-paramento, sin embargo el método de Rankine que no tiene en cuenta esa fricción también es utilizado en buena medida.

En el caso de suelos cohesivos deben atenderse adicionalmente algunos fenómenos que pueden adquirir gran importancia en cuanto a las sollicitaciones sobre la estructura. Por ejemplo pueden producirse consolidaciones en los suelos sometidos a empujes pasivos, o pueden producirse fisuras en las zonas de empuje activo que luego se llenan de agua aumentando las presiones horizontales, o pueden producirse expansiones o

contracciones de los suelos con incrementos de empujes, etc.

Para la resolución de estructuras de este tipo, cuando cuentan con un anclaje superior (este es precisamente nuestro caso), se dispone de varios métodos teniendo en cuenta las características de la estructura y de los suelos, según se detalla a continuación:

a.1 - Método para estructuras rígidas

Supone que la estructura es rígida y puede girar alrededor del nivel de anclaje, produciéndose una falla por rotación en el punto de anclaje. Establecidas las presiones detras y delante del paramento por empujes activos y pasivos respectivamente y definida la longitud de empotramiento teórica, esta debe ser aumentada en un 20 a 40%.

a.2 - Método de reducción de momentos de Rowe

Se aplica al método anterior en el caso de suelos constituídos por mantos densos o semi-densos de arenas o arenas arcillosas.

Está basado en los siguientes factores:

- * la densidad relativa de los suelos granulares
- * el coeficiente de estabilidad de los suelos cohesivos:

$$C_e = \frac{1,25 c}{q}$$

* un coeficiente de flexibilidad:

$$\rho = \frac{H^4}{EI}$$

H: altura total del paramento (pie)

EI: valores del paramento (pulgadas y libras)

* altura relativa x y altura libre relativa B.

Con estos valores se ingresa en curvas resultantes de datos experimentales y se obtiene un factor de reducción de momento.

b.1 - Método para estructuras flexibles

Adopta como hipótesis la deformación del paramento considerando su rigidez insuficiente para un deslizamiento sin corrimientos relativos en el eje. Esta deformación deberá cumplir con dos condiciones: corrimiento nulo en el punto del anclaje y giro y corrimiento nulos en el pie del empotramiento.

Para asegurar el pie del paramento, debe agregarse un 20% de longitud a la profundidad teórica calculada con respecto al nivel a partir del cual actúa el empuje pasivo.

b.2 - Método de la viga equivalente

Dado que el empotramiento está constituido por una viga sustentada

da por un apoyo móvil (anclaje) y un empotramiento, el sistema resulta hiperestático.

Su diagrama de momentos mostrará en el tramo solicitaciones de un signo y luego, en inmediaciones del empotramiento, el momento cambia de signo, pasando por un punto de momento igual a cero.

Este método considera como viga equivalente isostática a la que se encuentra apoyada en el apoyo móvil (anclaje) y un apoyo fijo ficticio en el punto de momento cero.

Como la ubicación del punto de momento cero es desconocida, se asume, según la propuesta de Blum, un valor referido a la altura libre en función del ángulo de fricción interna \emptyset .

b.3 - Método de Anderson

Es similar al método de la viga equivalente. La única diferencia está en la ubicación del punto de momento cero, que ahora se hace coincidir con el punto de presión cero de la suma de los diagramas de empujes activos y pasivos.

b.4 - Método de Tschebotarioff

Igual que el anterior pero considera el punto de momento cero coincidente con el nivel superior donde comienzan los empujes pasivos.

2.2 EROSION AL PIE DE MUELLE

La erosión al pie de muelle provoca una sucesiva reducción de los niveles superiores del suelo pasivo que tiene por efecto un aumento de la altura libre y un achicamiento de la profundidad de empotramiento con la consiguiente disminución de la seguridad de la estructura.

La erosión se produce cuando las velocidades de la corriente del agua frente al paramento, alcanzan en su pie valores que generan la remoción de las partículas superficiales del suelo.

Cuando los suelos son finos o las velocidades de corriente señaladas son altas, se deben efectuar las mediciones y los cálculos correspondientes para estimar las posibles profundidades de erosión. En general, si no se hacen estas tareas, se adoptan valores en función de las experiencias recogidas en el lugar.

2.3 HIPOTESIS DE CALCULO DE LA CONTRATISTA

El contrato entre la Provincia de Formosa y la Contratista comprende dos obras emplazadas en distintos lugares: la defensa de costa de la ciudad de Formosa y el muelle. Las características de los suelos en ambas, así como su estado actual, muestran situaciones completamente diferentes, por lo que ambas obras se tratarán separadamente.

2.3.1 Defensa de costa

El deslizamiento ocurrido en un tramo de la defensa de costa, trajo como consecuencia la puesta en marcha de una revisión total de la estabilidad de las obras. De esta revisión la Provincia está llevando a cabo en la actualidad la primera etapa, que comprende una evaluación amplia del problema sobre la base de la documentación existente y del análisis de los fenómenos ocurridos. La siguiente etapa consistirá en un estudio a cargo de especialistas de suelo que complete las investigaciones efectuadas y provea una explicación de los orígenes y las causas del deslizamiento a los efectos de establecer recomendaciones para el diseño de la variante a ser adoptada en reemplazo de las obras falladas.

En este proceso, se están cumpliendo todos los asesoramientos solicitados por la Provincia, que se reflejan en los Informes Técnicos presentados.

Las hipótesis asumidas originariamente por la Contratista para el cálculo de la estabilidad de las obras, han quedado en suspenso hasta tanto se disponga de los resultados de los nuevos estudios.

2.3.2 Muelle

Las bases de cálculo establecidas por la Contratista en cuanto a dimensiones, calidades del suelo, sobrecarga, modos de sustentación, tipo

de construcción, etc se indican en la Figura N°1 y 2. Los resultados obtenidos por las investigaciones de suelo efectuadas en la zona del muelle recomiendan usar como valor medio del ángulo de fricción interna, $\phi = 32^\circ$.

En su memoria de cálculo la Contratista expresa haber utilizado dos métodos para el dimensionamiento de la pantalla. El primero considera la estructura como una viga apoyada superiormente en el tensor o anclaje e inferiormente sobre apoyos elásticos a partir del nivel de dragado (-2,0). El segundo es el método propuesto por Brinch-Hansen en "Earth Pressure Calculation - Danish Technical Press, Copenhagen 1953"

Los empujes máximos obtenidos corresponden a los tramos 2, 3 y 4. Su diagrama se encuentra representado en la Figura N°3 junto con el respectivo diagrama de momentos. Como puede observarse, falta la indicación de algunos niveles importantes. Revisada la salida del cálculo por computadora, dichos niveles tampoco aparecen.

3. VERIFICACION DEL CALCULO DE ESTABILIDAD

Por las razones expuestas en el punto 2.3.1 "Defensa de costa", la verificación del cálculo de estabilidad se efectuará exclusivamente para la obra del muelle. Dadas las insuficiencias en la documentación presentada, la verificación de la estructura debió ser repetida.

3.1 HIPOTESIS DE CALCULO

Las hipótesis de cálculo adoptadas surgen de los antecedentes existentes. Ellas son:

Tipo de suelo: arena, $\phi = 32^\circ$; $c = 0$; $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$; $\gamma' = 1.1 \text{ t/m}^3$

Sobrecarga: $3,5 \text{ t/m}^2$.

Nivel mínimo de agua: $- 0,78 \text{ m}$.

Sobrepresión hidráulica: $1,00 \text{ m}$

Profundidad de erosión: $0,00 \text{ m}$

Con estas hipótesis se efectuaron dos verificaciones

- a - considerando la estructura continua como en el cálculo original de la Contratista, en razón de las insuficiencias observadas en el mismo.
- b - considerando una articulación en el punto de unión entre la placa premoldeada y el pie de hormigón "in-situ"

Esta última hipótesis se asumió teniendo en cuenta el procedimiento constructivo realizado, que no garantiza la continuidad de la pantalla. En efecto, excavada la zanja y rellena con bentonita, se descendió la placa hasta alcanzar con su extremo inferior la cota $-4,00$. Con la armadura colocada, se procedió al hormigonado de pie con descarga sumergida desplazando la bentonita, hasta que el hormigón ascendiera en

los vacíos de la placa entre 1,0 y 1,5 metros sobre el borde inferior de la misma. Este procedimiento no garantiza una perfecta continuidad por las siguientes razones:

- * el hormigonado se efectuó por tubos colocados en los vacíos de la placa: al subir el hormigón desplazando la bentonita e ingresar en los vacíos, no hay garantía que el hormigón se haya distribuido uniformemente debajo de los llenos de la placa sin que se hayan formado burbujas de bentonita.
- * el procedimiento utilizado no asegura una correcta unión y adherencia entre el hormigón de la placa y el hormigonado "in-situ"

3.2 DIAGRAMA DE EMPUJES

Se prepararon dos diagramas de empujes

- a - tomando los niveles de agua iguales al cálculo original: externo + 3,00 e interno + 4,00.
- b - tomando niveles de bajante mínima: externo - 0,78, interno + 0,12.

En las tablas 1a y 1b, se encuentran respectivamente los resultados para los dos casos señalados.

En la determinación del coeficiente de empuje se tuvo en cuenta la fricción suelo-pantalla con un ángulo igual a $2/3 \emptyset$.

3.3 SOLICITACIONES DE LA ESTRUCTURA CONTINUA

Con las características propias de la pantalla y el diagrama de empujes previamente definido se efectuó una primer verificación de las solicitaciones, para la que se adoptaron la hipótesis de cálculo 3.1.a y el diagrama de empujes 3.2.a.

Esta verificación se llevó a cabo por dos procedimientos:

- a - metodo gráfico para estructuras flexibles
- b - metodo de la viga equivalente (según Anderson)

El primero de ellos se encuentra desarrollado en la Figura 4a y el segundo en la Figura 4b.

Las solicitaciones obtenidas son respectivamente

- * Momento: 77,5 tm/m y 72,7 tm/m
- * Reacción en el anclaje: 30,6 tm/m y 28,8 tm/m

Las diferencias entre ambos procedimientos se deben a las simplificaciones que se deben adoptar en cada uno de ellos.

Los valores resultantes son apreciablemente menores que las solicitaciones calculadas en la presentación original (125,7 tm/m y 42,5 t/m respectivamente - ver Figura N°3), debido a que se utilizó un ángulo de fricción menor (27°) para las arenas de relleno, a pesar de las re-

comendaciones del estudio de suelos contenido en esa presentación.

Ante estos resultados que revelan la adopción de mayores coeficientes de seguridad, no se consideró necesario investigar las solicitaciones para el diagrama de empujes 3.2.b, ya que en relación con el diagrama de empujes utilizado, muestra incrementos muy pequeños por lo que continúan siendo menores los momentos con respecto al cálculo original.

3.4 SOLICITACIONES DE LA ESTRUCTURA ARTICULADA

Para la hipótesis que supone una articulación en el punto de unión entre las placas premoldeadas y el hormigonado del pie "in situ" (ver punto 3.1.b), se ha desarrollado un planteo teórico indicado en la Figura N°5a. En la Figura N°5b se resuelve el caso concreto de las secciones 2,3 y 4 del muelle considerando como diagrama de empujes el obtenido en la Tabla 1.a.

4. CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos en las verificaciones anteriores revelan que las solicitaciones reales a las que estará sometida la pantalla del muelle serán menores que las obtenidas en el cálculo original del proyecto. Esto es válido para las dos hipótesis de configuración estructu

ral asumidas, pantalla continúa y pantalla con articulación en la unión placa-hormigón "in situ" del pie.

En cuanto a la erosión, si bien la misma fué adoptada igual a cero, es evidente que con los resultados obtenidos, una pequeña reducción del nivel de pie por acciones hidrodinámicas, no crearía una situación comprometida. De todos modos se recomienda efectuar controles periódicos para evitar profundizaciones excesivas.

	γ	h	$\gamma \cdot h$	EMPUJE ACTIVO				EMPUJE PASIVO			RESULTANTE	
				p	λ_{ah}	e_{ah}	W	$e_a = e_{ah} + W$	p	λ_{ph}	e_{ph}	$e = e_a - e_{ph}$
	t/m ³	m	t/m ²	t/m ²	-	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	-	t/m ²	t/m ²
0				3,5	0,26	0,91	-	0,91	-	-	-	0,91
0	1,8	7,0	12,6	16,1	0,26	4,19	-	4,19	-	-	-	4,19
0	1,1	1,0	1,1	17,2	0,26	4,47	1,0	5,47	-	-	-	5,47
0	1,1	5,0	5,5	22,7	0,26	5,90	1,0	6,90	-	-	-	6,90
0	1,1	7,0	7,7	30,4	0,26	7,90	1,0	8,90	7,7	6,83	52,6	-43,7

Niveles de agua: interno + 4.00
externo + 3.00

MUELLE - EMPUJES

TABLA 1a

COTA	γ	h	$\gamma \cdot h$	EMPUJE ACTIVO					EMPUJE PASIVO			RESULTANTE
				P	λah	e_{ah}	W	$e_a = e_{ah} + W$	P	λph	e_{ph}	$e = e_a - e_{ph}$
m	t/m ³	m	t/m ²	t/m ²	-	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	-	t/m ²	t/m ²
1,0				3,5	0,26	0,91	-	0,91	-	-	-	0,91
	1,8	10,78	19,4									
0,22				22,9	0,26	5,95	-	5,95	-	-	-	5,95
	1,1	1,00	1,1									
0,78				24,0	0,26	6,24	1,0	7,24	-	-	-	7,24
	1,1	1,22	1,3									
2,0				25,3	0,26	6,58	1,0	7,58	-	-	-	7,58
	1,1	7,0	7,7									
0,0				33,0	0,26	8,58	1,0	9,58	7,7	6,83	52,6	-43,02

Niveles de agua: interno - 0.78
externo + 0.12

MUELLE - EMPUJES

TABLA 1b

FIGURA Nº 1

MUELLE

SECCION : tramos 2 , 3 , 4

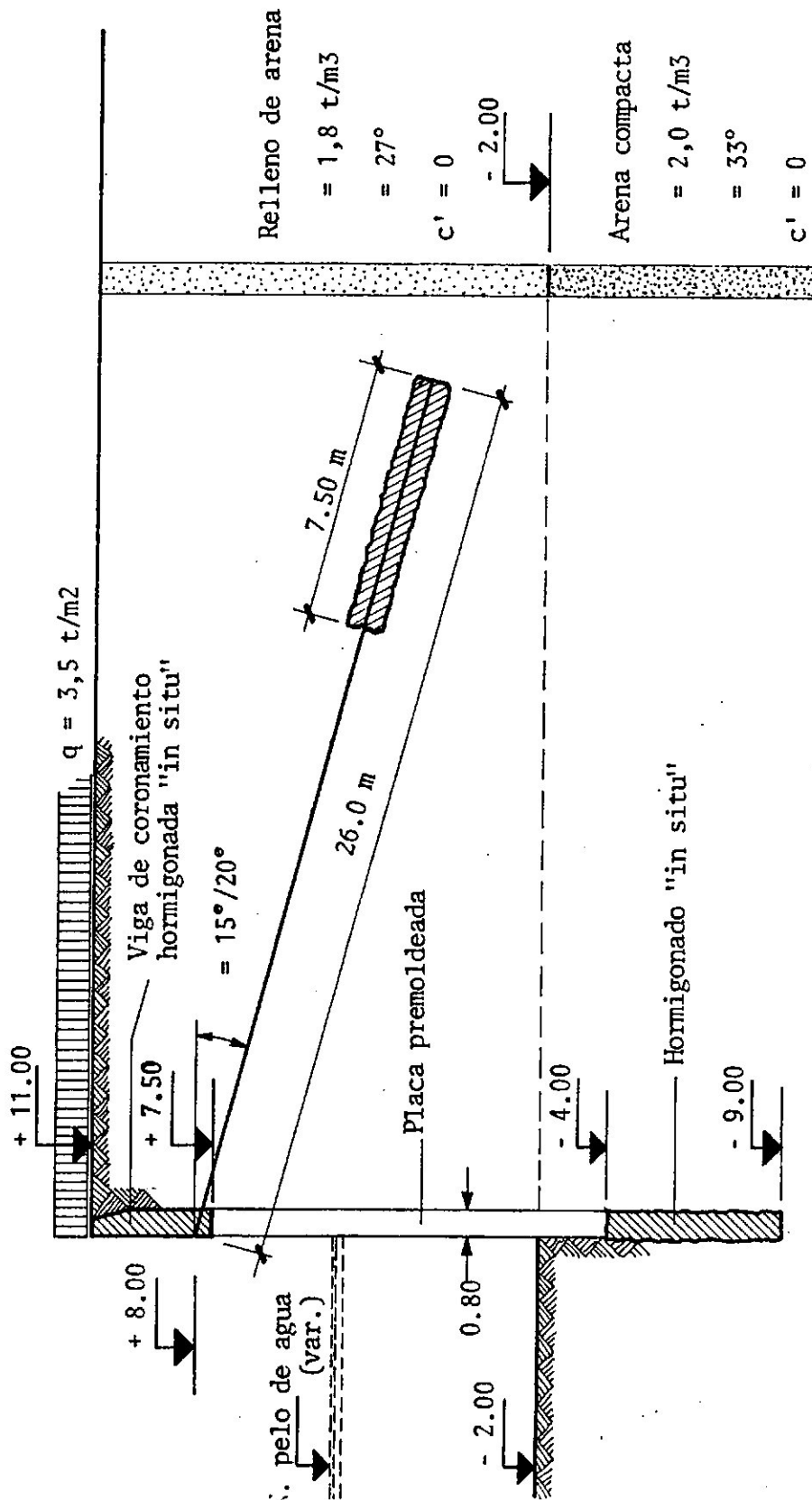


FIGURA Nº 2

MUELLE

SECCION : tramos 1 y 5

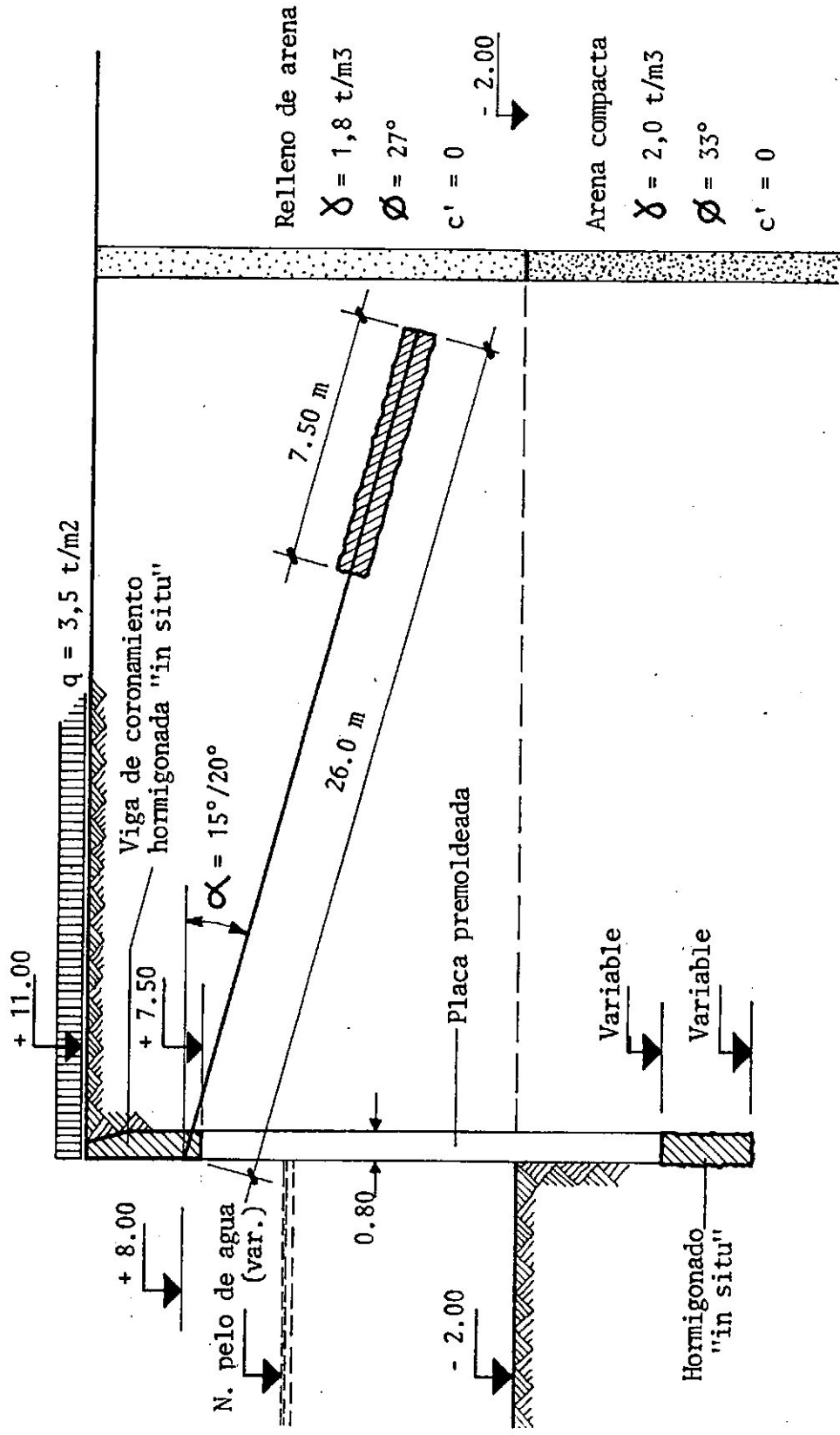
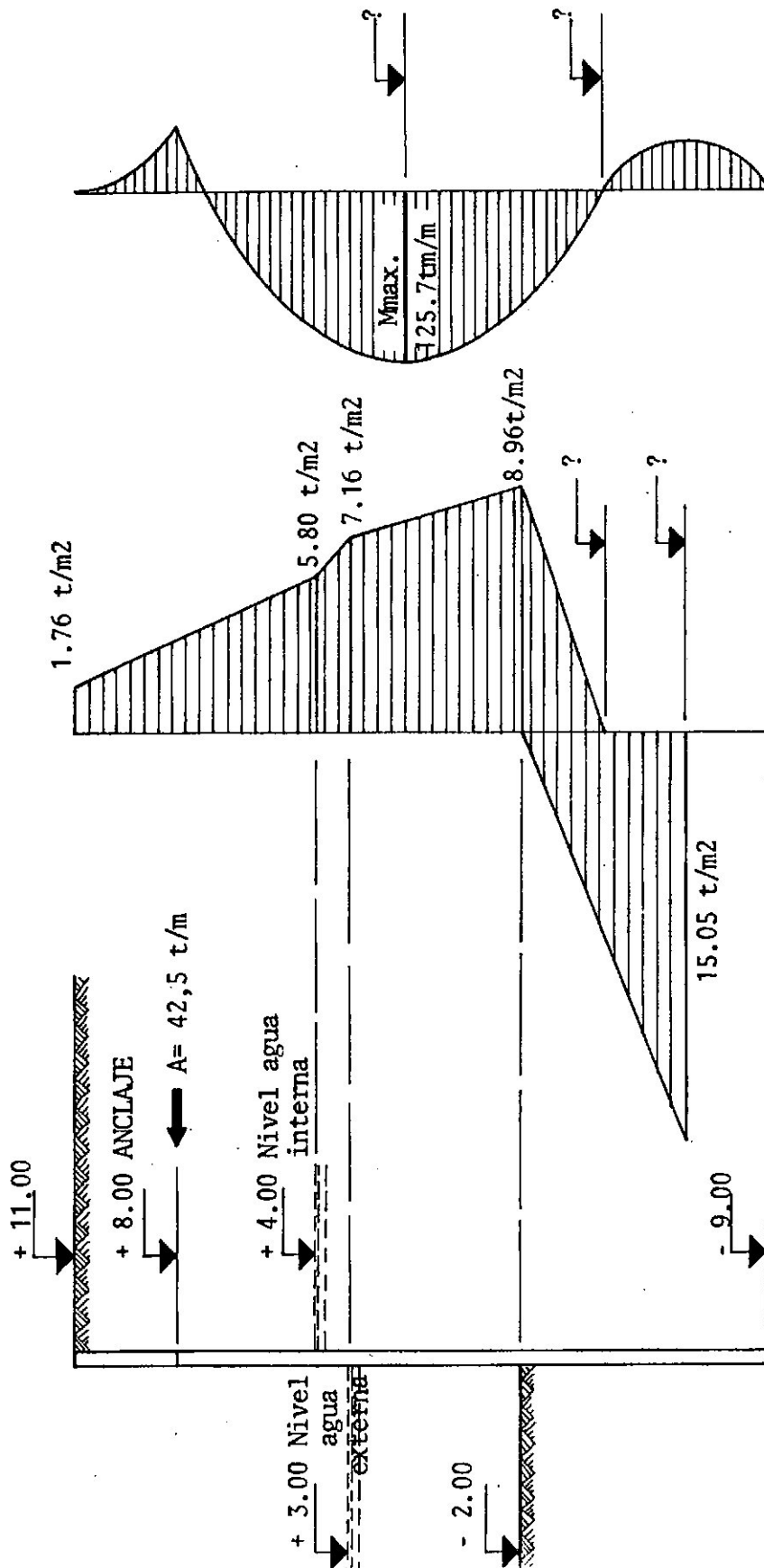


FIGURA Nº 3

MUELLE - Secciones 2, 3, 4

DIAGRAMAS DE EMPUJES Y DE MOMENTOS FLECTORES



Esc. : 1 cm = 2,5 t/m²

FIGURA Nº 4a

SOLICITACIONES DE LA PANTALLA

ESCALAS

Long: 1:200

Fuerzas: 1cm = 5 ton/m

Momentos: 1cm = 100 tm/m

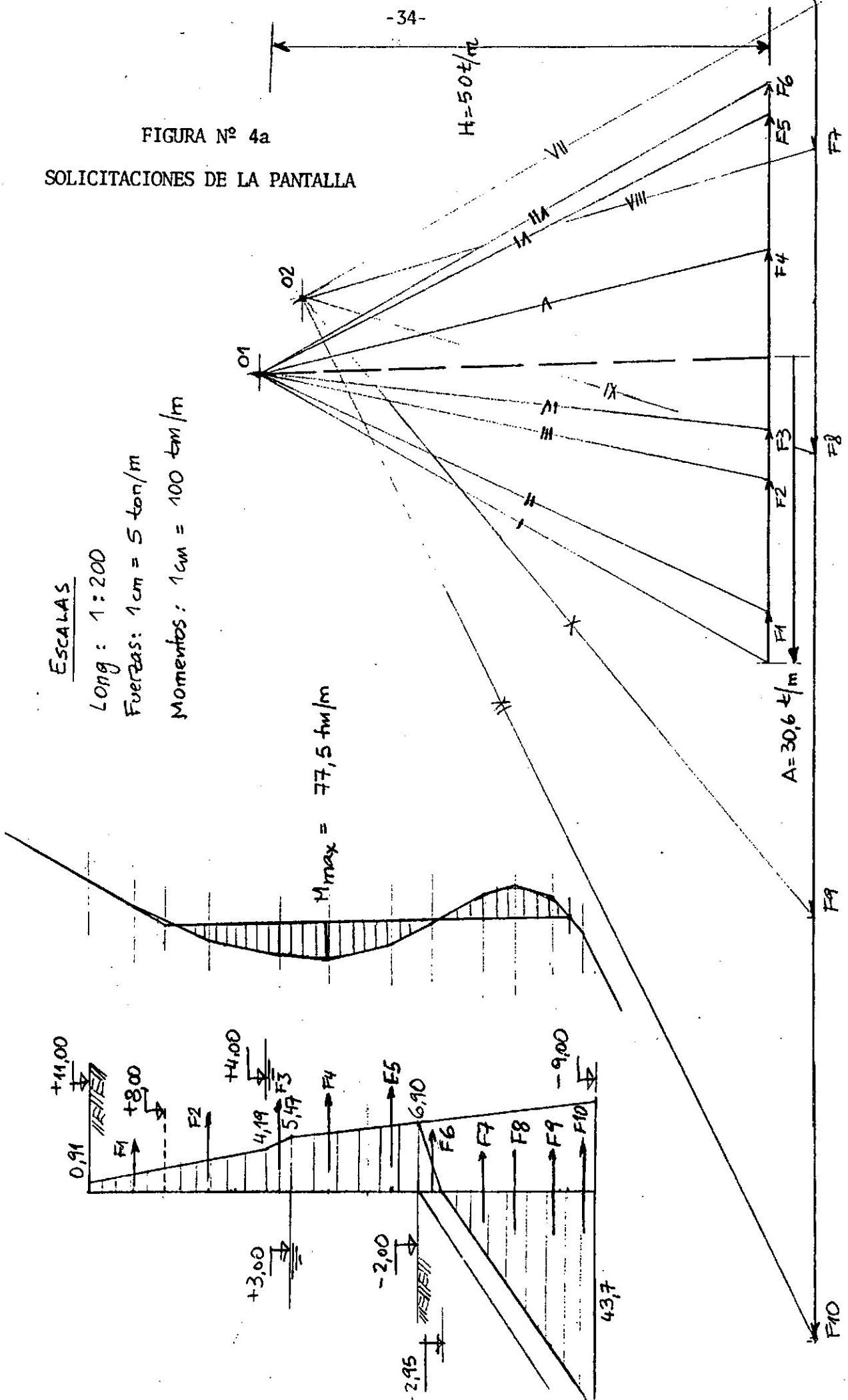
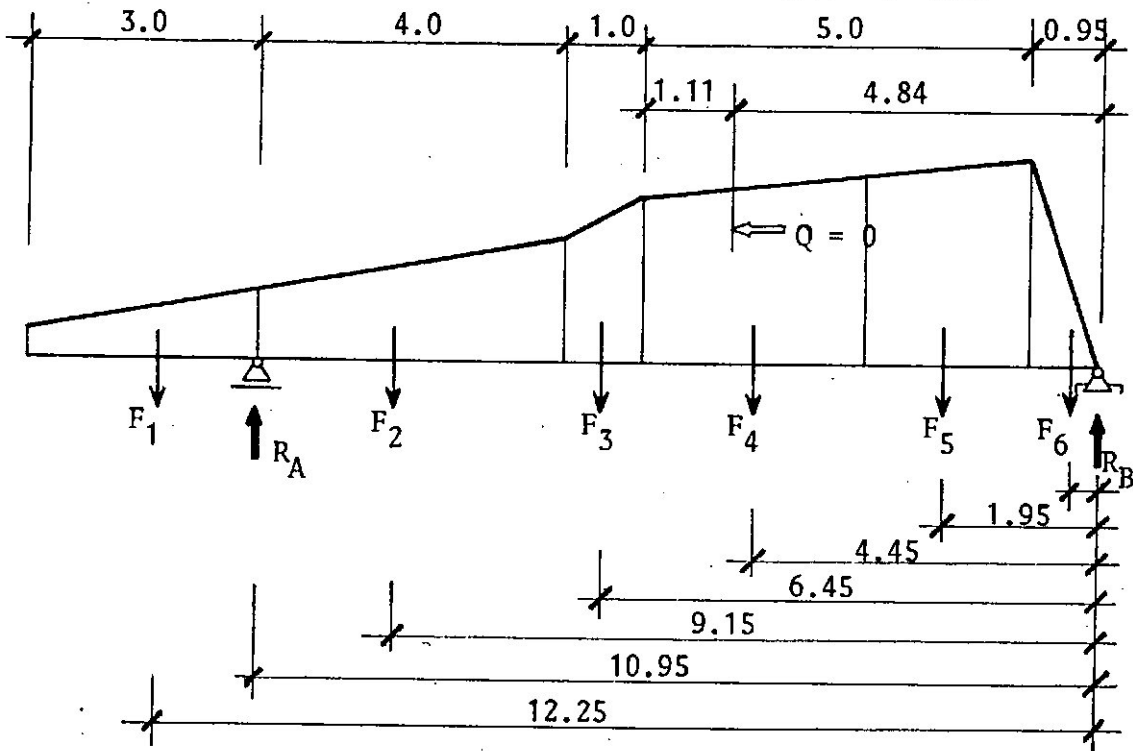


FIGURA Nº 4b

MUELLE

VERIFICACION SEGUN METODO DE LA VIGA EQUIVALENTE



Momentos

$$F_1: 4,85 \times 12,25 = 59,4$$

$$F_2: 13,02 \times 9,15 = 119,1$$

$$F_3: 4,84 \times 6,45 = 31,2$$

$$F_4: 17,75 \times 4,45 = 78,9$$

$$F_5: 13,24 \times 1,95 = 25,8$$

$$F_6: 3,28 \times 0,35 = \underline{1,2}$$

$$\Sigma 315,6$$

$$R_A = \frac{315,6}{10,95} = 28,8 \text{ t/m}$$

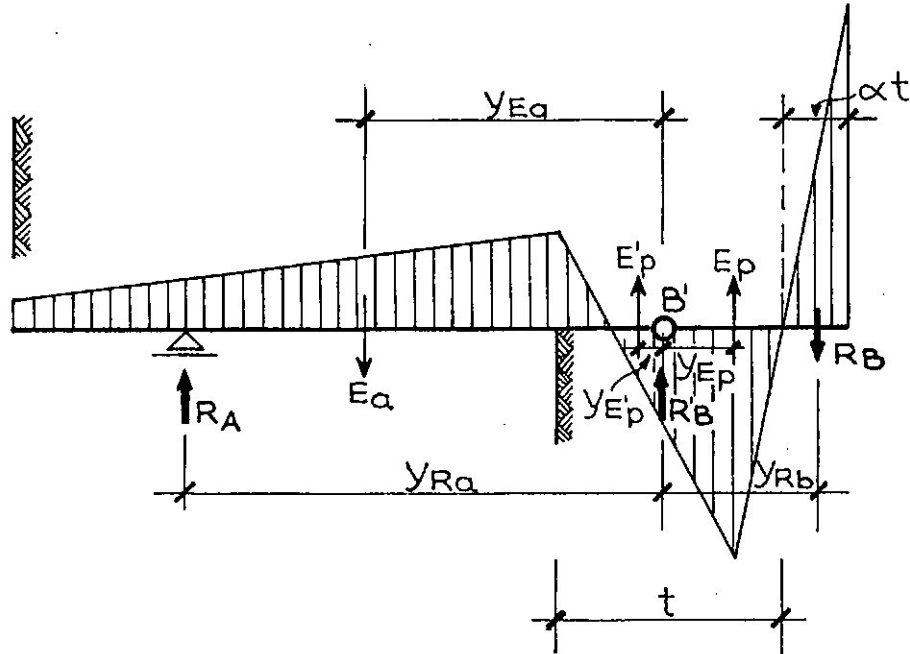
$$\text{Para } Q=0 : 28,8 - 4,85 - 13,02 - 4,84 = 6,09$$

$$X (Q=0) \approx \frac{6,09}{5,5} = 1,11$$

$$M (Q=0) = 28,8 \times 6,11 - [4,85 \times 7,41 + 13,02 \times 4,31 + 4,84 \times 1,61 + 6,1 \times 0,55] = 72,7 \text{ tm/m}$$

FIGURA N° 5a

PANTALLA CON ARTICULACION
PLANTEO DE CALCULO



1. Momentos respecto B' = 0

$$E_a \times y_{E_a} - R_a \times y_{R_a} - E'_p \times y_{E'_p} = 0 \quad 1.1$$

$$R_B \times y_{R_B} - E_p \times y_{E_p} = 0 \quad 1.2$$

2. Suma de proyecciones = 0

$$E_a + R_B - R_A - E'_p - E_p = X \quad 2$$

Con la ecuación 1.1 se despeja R_A

Con la ecuación 1.2 se obtiene el valor t

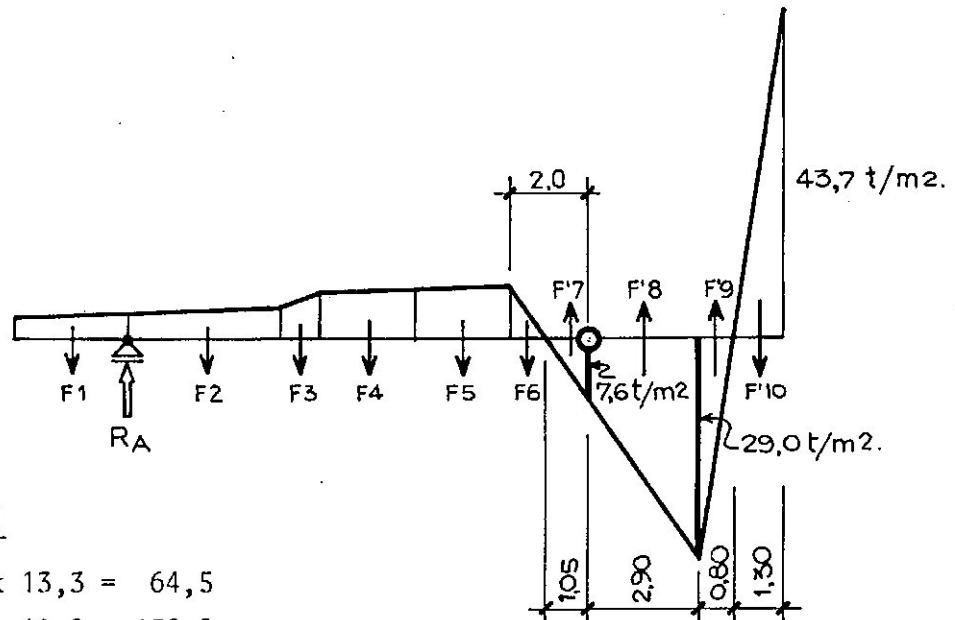
La ecuación 2 revela las condiciones de seguridad:

para $X = 0$, el coeficiente de seguridad es correcto dentro de las hipótesis asumidas,

para $X > 0$, la seguridad es menor que la requerida

para $X < 0$, la seguridad es mayor que la requerida

VERIFICACION DEL MUELLE CON ARTICULACION INFERIOR



Ecuación 1.1

$$\begin{aligned}
 F_1 &: 4,85 \times 13,3 = 64,5 \\
 F_2 &: 13,02 \times 10,2 = 132,8 \\
 F_3 &: 4,84 \times 7,5 = 36,3 \\
 F_4 &: 17,75 \times 5,5 = 97,6 \\
 F_5 &: 13,24 \times 3,0 = 39,7 \\
 F_6 &: 3,28 \times 1,4 = 9,8 \\
 F'7 &: -4,2 \times 0,35 = -1,5 \\
 \hline
 \Sigma & 52,8 \qquad \qquad \Sigma 379,2
 \end{aligned}$$

$$R_A = \frac{379,2}{12,0} = 31,6 \text{ t/m}$$

Ecuación 1.2

$$\begin{aligned}
 F'8 &: 7,6 \times 2,9 = 22,0 \times 1,45 = 31,9 \\
 & \quad 21,4 \times 1,45 = 31,0 \times 1,93 = 59,8 \\
 F'9 &: 29,0 \times 0,40 = 11,6 \times 3,17 = 36,8 \\
 & \qquad \qquad \qquad \Sigma 64,6 \qquad \qquad \qquad 128,5 \\
 F'10 &: -43,7 \times 0,65 = -28,4 \times 4,6 = -130,6 \\
 & \qquad \qquad \qquad \Sigma -28,4
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} F'8 \\ F'9 \\ F'10 \end{aligned}} \right\} 128,5 - 130,6 \approx 0$$

Ecuación 2

$$X = 52,8 - 64,6 - 31,6 + 28,4 = -15$$

De acuerdo con lo establecido ($X < 0$) la seguridad es mayor que la requerida. A su vez α , igual a 0,29, alcanza un valor usual en este tipo de estructuras.

CAPITULO 3

PROGRAMA DE MEDICIONES PARA EL TESADO DE LAS RIENDAS

1. INTRODUCCION

Las obras del muelle frontal y de la defensa de costa de la ciudad de Formosa, que se encuentran actualmente en construcción, fueron concebidas como estructuras de contención de suelos formadas por una pantalla vertical sustentada por un empotramiento en su pie constituido por el propio suelo, y un apoyo de primer grado en la viga de coronamiento constituido por un tensor anclado en el terreno posterior mediante un bulbo de cemento.

Para cumplir con su función de apoyo, dicho tensor debe ser puesto bajo carga con gatos hidráulicos y luego ser fijado adecuadamente a la pantalla para no perder la carga adquirida.

Este programa se refiere basicamente a las mediciones que deben realizarse en este último procedimiento. Previamente se agregará una corta descripción de los elementos de interés para estos efectos que configuran las obras arriba mencionadas.

2. DESCRIPCION GENERAL

En los planos N° 1.1 y N° 1.2 se representan los cortes transversales de las pantallas en el muelle frontal y la defensa de costa respectivamente con sus formas y dimensiones.

El anclaje superior constituido por tensores o tirantes, está tomado en el frente en la viga de coronamiento construida con hormigón armado colado "in situ". Los tirantes tienen una inclinación hacia abajo de 15° y 20° en el muelle y en la defensa de costa. La variación entre 15° y 20° tiene por objeto separar más los bulbos de anclaje ya que las distancias entre anclajes es de solo 2,50 metros. En cambio en la defensa esas distancias varían entre 6,66 y 5,35 metros.

Las longitudes de los tensores dependen de su ubicación en el muelle o en la defensa de costa. En ambos casos la longitud total es la suma de las longitudes del tramo libre y del tramo anclado en el bulbo.

Los tensores del muelle tienen una longitud total de 26,0 mts, de los cuales, según los planos de las empresas constructoras, al tramo libre le corresponden 17,50 m y al anclaje 8,50 m. En las planillas de tesa-do, se observa, que si bien la longitud total es igual para todos, hay pequeñas diferencias con las longitudes de los tramos.

En la defensa la longitud total es de 16,0 mts, 8,0 mts de anclaje y

8,0 mts. de tramo libre, según los planos de De Vido y Concic Engenharia S.A.

Los bulbos de anclaje se obtienen por inyección de un mortero de cemento a las presiones que resulten necesarias en cada caso. Las inyecciones pueden ser repetidas de una a cuatro veces según el tipo de suelo, ya que en ciertos casos el bulbo se forma correctamente en la primera inyección, pero en otros no adquiere la conformación necesaria por lo que deben repetirse las inyecciones hasta lograr las formas y dimensiones adecuadas.

3. ESPECIFICACIONES DEL TENSOR

En las especificaciones de la obra de muelle frontal preparadas por la firma Concic Engenharia S.A., figuran las correspondientes a los anclajes en las hojas que corren de folio 17 a folio 23. Contienen dos capítulos, 1. Introducción y 2. Metodología ejecutiva.

Se ha recibido además una descripción adicional en idioma portugués bajo el título de "Notas técnicas sobre tirantes Tirsol, tipo Anson".

De acuerdo con lo indicado en las especificaciones y el plano FMM-144 de las firmas constructoras, cada tirante está formado por 12 riendas de acero de diámetro 1/2" cada una. Estas riendas circundan el tubo de

inyección de diámetro 40 mm, montadas sobre coronas con un agujero central por el que pasa el citado tubo de PVC. En el tramo libre, las riendas están a su vez protegidas por tubos individuales, que aíslan todo el conjunto del terreno. En cambio, en la zona de anclaje las riendas están libres y quedan luego envueltas por la inyección del bulbo de cemento.

El acero de las riendas es de alta resistencia con tensiones de fluencia y rotura de 168 y 190 Kg/mm² respectivamente.

La fijación sobre el frente se logra con un conjunto de piezas entre las que se cuentan un cabezal de anclaje, una placa de distribución de tensiones, cuñas de compensación angular, etc, que integran el sistema de anclaje tipo "Rudloff", que a su vez puede ser reemplazado alternativamente por los sistemas "VSL" o "Freyssinet".

4. BULBO DE ANCLAJE

El bulbo de anclaje se obtiene por la inyección a través del tubo interior de 40 mm de una mezcla de cemento y agua. En la zona de anclaje dicho tubo lleva perforaciones recubiertas por una manga de goma, que cede ante las presiones de la inyección y deja pasar la mezcla.

La primera inyección se efectúa a baja presión para expulsar el lodo

bentonítico de la vaina. Luego se continúan las tareas de inyección que pueden repetirse hasta conseguir la formación de un bulbo que asegure plenamente el anclaje.

Entre cada inyección debe lavarse el tubo interior. Las presiones de inyección pueden alcanzar hasta 50 Kg/cm².

La mezcla de cemento y agua es preparada con mezcladores y agitadores midiéndose el volumen de cemento consumido. El fraguado y endurecimiento del bulbo requiere un período de siete días. Después del mismo se procede al tesado de las riendas utilizando gatos hidráulicos.

Diversas recomendaciones internacionales proponen que la mezcla agua-cemento sea lo más baja posible (0,35 a 0,50) y que se efectúen en lo posible ensayos de compresión sobre probetas cúbicas (tensión de rotura igual o mayor a 280 Kg/cm²), ensayos de asentamiento, viscosidad y mediciones de peso específico.

5. TESADO

El tesado del tirante debe cumplir con dos propósitos. En primer lugar verificar si el bulbo resiste las cargas y no desliza, para lo cual se sobretensa al tirante, esto es, se aplican cargas superiores a las cargas de servicio. En segundo lugar, introducir en el tirante una tensión

algo menor aunque cercana a la tensión producida por la máxima carga de servicio.

En la mayoría de los casos, las pantallas se construyen en trincheras con suelos a ambos lados, por lo que concluido el tesado, se excava el suelo en el frente y la estructura comienza a entrar en servicio. En el caso de las obras del muelle de Formosa, se ha debido rellenar la zona posterior a la pantalla, no contandose con el suelo al mismo nivel delante de ella. Por tal razón fué necesario efectuar un tesado previo, atendiendo las etapas de carga.

En el procedimiento de tesado, la verificación de las cargas aplicadas se realiza por dos vías. La primera es por simple lectura de las presiones del gato hidráulico, a partir de las cuales puede determinarse la fuerza aplicada. La segunda es midiendo las deformaciones del tensor y considerando su sección real, su longitud de deformación y su módulo de elasticidad, permite obtener la fuerza que está soportando. Si el procedimiento es correcto, ambos valores deben coincidir.

El problema que surge en la segunda comprobación, es la falta de un conocimiento exacto de la longitud de deformación dado que parte del tensor está embebido en el bulbo de anclaje y por lo tanto le va entregando la carga hasta que en un punto dado la misma se anula en el tensor.

Otro fenómeno a ser tenido en cuenta es el que aparece por el tiempo

de duración de las cargas aplicadas al tensor, que da lugar a deformaciones por escurrimiento plástico ("creep").

Las circunstancias arriba descritas vinculadas con el procedimiento de tesado, han dado origen a un número de recomendaciones, a las que en general se ajustan los trabajos de este tipo en todo el mundo. Se refieren en particular a los procedimientos y tests de tesado, aunque también se extienden a otros aspectos.

6. PROCEDIMIENTOS DE TESADO

Al iniciar el tesado deben primero acomodarse las riendas hasta tomar una posición inicial de comienzo de tesado.

Se han establecido dos procedimientos, cada uno vinculado con un ensayo o test.

El primero corresponde al denominado test de prueba, por el cual en etapas sucesivas el tensor es cargado y sobrecargado para luego bajar a la carga final, menor que la carga de diseño (CD). En cada etapa se comprueba la carga en el gato y la elongación de las riendas. Esta última debe ser realizada con prolijidad esperando hasta que la deformación haya alcanzado un valor constante, usando para ello indicadores que permitan lecturas hasta 0,03 mm. Si las deformaciones no se detie-

nen totalmente, se medirá aquella que resulte al final de un período de 5 minutos durante el cual la variación no ha superado 0,25 mm.

Los incrementos de carga serán: 0 toneladas; 0,25 CD; 0,50 CD; 0,75 CD; 1,00 CD; 1,2 CD; eventualmente 1.35 CD; retornando a 0,75 CD y fijando el tensor en su anclaje. La carga máxima deberá ser como mínimo 1,2 CD.

El segundo procedimiento corresponde al test de performance que no se aplica a todos los tirantes. Consiste en efectuar varias cargas y descargas sucesivas con el mismo criterio de lectura de deformaciones señalado arriba. Un ejemplo de las secuencias a seguir es el siguiente:

0 toneladas; carga de alineación (CA); 0,25 CD; 0,50 CD; CA; 0,25 CD; 0,50 CD; 0,75 CD; 0,50 CD; 0,25 CD; CA; 0,25 CD; 0,50 CD; 0,75 CD; 1,0 CD; 0,75 CD; 0,50 CD; 0,25 CD; CA; 0,25 CD; 0,50 CD; 0,75 CD; 1,0 CD; 1,2 CD; 1,0 CD; 0,75 CD; 0,50 CD; 0,25 CD; CA; 0,25 CD; 0,50 CD; 0,75 CD; 1,0 CD; 1,20 CD; 1,40 CD; 1,20 CD; 1,0 CD; 0,75 CD y anclaje.

Este procedimiento permite obtener información con respecto a los distintos componentes de la deformación total, inclusive el desplazamiento del bulbo.

Para ambos procedimientos deben elaborarse las respectivas curvas reales de carga-deformación y comparar las mismas con las curvas teóricas, para las cuales pueden fijarse dos límites referidos a la longitud del tirante, uno inferior considerando dicha longitud igual a 0,8 ó 0,9 de

la longitud libre y el otro superior considerando la longitud libre más 0,5 de la longitud embebida en el bulbo.

El tercer procedimiento se vincula con el problema de escurrimiento plástico. Con ese fin, el tensor se mantiene durante un período largo bajo carga máxima, leyéndose las deformaciones del mismo en función del tiempo transcurrido. Por lo general este test se aplica a un número reducido de tirantes. El resultado será positivo, cuando la carga de 1,33 CD se ha mantenido con pérdidas menores al 2% durante 24 horas, dando en los últimos 100 minutos una deformación menor o igual a 2,03 mm. El escurrimiento plástico puede ser verificado también mientras se realiza cualquiera de los dos procedimientos anteriores para una carga de 1,2 CD mantenida durante 5 minutos, en cuyo caso el alargamiento no debe superar 0,76 mm.

7. DESPLAZAMIENTOS DEL TIRANTE

Como se señaló más arriba, las mediciones del desplazamiento del tirante, incluyen movimientos debidos a diferentes causas. En el tensor se observan las siguientes:

- acomodamiento de riendas
- elongación elástica
- escurrimiento plástico

- deslizamiento del bulbo
- ajustes en el gato hidráulico

En el caso de las obras de muelle frontal en Formosa, se agrega a estos movimientos el correspondiente a la deformación de la viga de coronamiento.

En efecto, al aplicar la carga del gato contra una pared que emerge del terreno y no tiene un suelo detrás que tome las cargas por empuje pasivo, puede producirse una deformación hacia adentro de la misma.

Sin embargo, analizado el tema en profundidad, se llegó a la conclusión que tal deformación no alcanza valores mensurables a tener en cuenta en este procedimiento.

En primer lugar, la viga y la pared tienen una elevada rigidez como consecuencia de sus dimensiones. En segundo lugar, el plan de trabajos prevé un primer tesado hasta solo 25 ton, esto es alrededor del 20% de la carga de diseño. A continuación se rellena el sector posterior prácticamente hasta el coronamiento, procediéndose luego al completamiento de la carga.

8. PLANILLAS

Las tareas de inyección y tesado deben documentarse volcando todos los

datos referidos a las mismas en planillas adecuadas.

En razón del grado de avance actual de las obras, las empresas constructoras confeccionaron y llenaron las planillas mencionadas para los tirantes del muelle frontal y parte de los tirantes de la defensa de costa, ambas en idioma portugués.

Estas planillas (ver ejemplos en el anexo) responden en términos generales a las de aplicación usual a escala internacional, y pueden por tanto seguir utilizándose en las obras.

En las planillas de tesado se registran las características del tensor, fecha y hora del tesado, presiones manométricas, cargas y alargamientos. También contienen un gráfico de carga-alargamiento. El escurrimiento plástico está verificado con una secuencia tiempo-deformación para la carga máxima.

Las planillas de inyección contienen los datos del tirante, las fases y fechas de inyección indicando presiones de apertura de manga y de inyección, así como volúmenes consumidos de cemento por tramo y en total.

9. ANALISIS DEL TESADO

De todas las planillas del muelle frontal disponibles en la Inspección dependiente de CODEFOR, se separaron seis consideradas representativas

del resto. Son las correspondientes a los tirantes N° 01-T-02; 08-T-02; 11-T-02; 14-T-02; 17-T-02 y 18-T-02, todas ellas de noviembre 1986.

En estas planillas se observa:

- a - se efectuó un ciclo completo de carga y otro de descarga, cada uno con seis escalones de carga: 0 ton; 36t; 54t; 72t; 90t; 108t; 126t; 108t; 90t; 72t; 54t; 36t; 0 ton.
- b - al llegar al máximo de 126 ton, se mantuvo esa carga durante 15 minutos a los efectos de verificar el escurrimiento plástico.
- c - a continuación del ciclo indicado en "a", se aplicó la carga final, aproximadamente 0,75 CD en tres secuencias de 36 ton, 54t y 72t.
- d - los dos procedimientos de carga fueron representados en los gráficos respectivos.

Del estudio de estas planillas surge lo siguiente:

- e - las curvas carga-deformación muestran un comportamiento similar y aceptable de los tirantes, tanto para los ciclos de carga y descarga, como para la carga final.
- f - no se observaron deformaciones por escurrimiento plástico.
- g - las deformaciones residuales al final de la primera fase de carga y descarga, oscilan entre 28 y 15 mm, que significan elongaciones

entre 1,0 y 1,9% sobre una longitud de 0,8 tramo libre y 0,7 y 1,3% sobre tramo libre más 0,5 tramo bulbo.

No se han efectuado tests de performance con cargas y descargas sucesivas.

La información analizada de un modo general, señala que el comportamiento de los tensores ha sido satisfactorio.

Esto se pudo confirmar también por retensionados que se hicieron en algunos tirantes, en los cuales de acuerdo con las manifestaciones de los profesionales responsables, no se notaron pérdidas de carga después de un cierto tiempo.

10. ANALISIS DE LA INYECCION

Las planillas de inyección referidas a los mismos tirantes ofrecen los siguientes datos:

- a - se requirieron distinta cantidad de fases de inyección, desde una sola hasta tres.
- b - las presiones de apertura de manga alcanzaron excepcionalmente 50 Kg/cm².
- c - las presiones de inyección fueron más bajas, alrededor de 15 a 20 Kg/cm² con máximos de 30 Kg/cm².

d - el volúmen consumido de cemento fué variable de acuerdo con la cantidad de inyecciones, pero se mantuvo dentro de límites que permiten admitir la existencia de características uniformes del suelo.

11. CRONOGRAMA

Las tareas de colocación de tensores, inyección y tesado se han desarrollado durante los meses pasados, son diferentes avances en el muelle frontal y en la defensa de costa.

A los efectos de poder presenciar estas tareas y evaluar en el lugar de las obras el comportamiento de los tensores es necesario conocer con suficiente anticipación el cronograma de tareas previsto por las empresas constructoras.

ANSON**BOLETIM DE INJEÇÃO**MÊS 10 198TIRANTE N.º 18-T-2BOLETIM N.º 105OBRA MULLER - 4-22

PERFURAÇÃO	DATA	HORA		INCLINAÇÃO P/ BAIXO - P/ CIMA	Ø	PROFUNDIDADE m	TERRENO	OBSERVAÇÕES
		Início	Fim					
	01-10	7:00	9:00	15°	5"	26.00	ARENOSO	

TIRANTE	DATA INSTALAÇÃO	ARMAÇÃO	COMPRIMENTO	TRECHO LIVRE	TRECHO ANCORADO	NÚMERO DE MANCHETES	OBSERVAÇÕES

BAINHA	DATA	HORA	TRAÇO A/C	PRESSÃO kg/cm ²	DURAÇÃO min	CIMENTO kg	OBSERVAÇÕES

TUBOS MANCHETES (do fundo para a superfície)	1.a FASE DE INJEÇÃO				2.a FASE DE INJEÇÃO				3.a FASE DE INJEÇÃO				TOTAL DE CIMENTO POR MANCHETE	OBSERVAÇÕES
	DIA	HORA	DE	A	DIA	HORA	DE	A	DIA	HORA	DE	A		
	Pressão de Abertura Manchete kg/cm ²	Pressões de Injeção kg/cm ²	Cimento kg	Traço A/C	Pressão de Abertura Manchete kg/cm ²	Pressões de Injeção kg/cm ²	Cimento kg	Traço A/C	Pressão de Abertura Manchete kg/cm ²	Pressões de Injeção kg/cm ²	Cimento kg	Traço A/C		
1.o	20	18	100	0,5	30	20	200	0,5					300	
2.o	30	20	11	1	40	20	11	1					11	
3.o	26	16	11	1	50	17	11	1					11	
4.o	30	18	11	1	30	18	11	1					11	
		20			20	17	11	1					11	
6.o	10	14	1	1	50	16	1	1					1	
7.o	40	17	1	1	16	14	11	1					11	
8.o	40	18	1	1	30	18	11	1					11	
9.o														
10.o														
11.o														
12.o														
TOTAL			200				1.600						2.400	

TOTAL BAINHA 2.400
 TOTAL INJEÇÃO EQUIPAMENTO 2.400
 TOTAL POR TIRANTE 2.400

ASSINATURA



-52-

ANSON**BOLETIM DE INJEÇÃO**MÊS 09 1986BOLETIM N.º 104OBRA MW46 - 428TIRANTE N.º 17- T-2

PERFURAÇÃO	DATA	HORA		INCLINAÇÃO P/ BAIXO - P/ CIMA	Ø	PROFUNDIDADE m	TERRENO	OBSERVAÇÕES
		Início	Fim					
	<u>29-09</u>	<u>09:00</u>	<u>11:00</u>	<u>20°</u>	<u>5</u>	<u>26.00</u>	<u>ARENOSO</u>	

TIRANTE	DATA INSTALAÇÃO	ARMAÇÃO	COMPRIMENTO	TRECHO LIVRE	TRECHO ANCORADO	NÚMERO DE MANCHETES	OBSERVAÇÕES
	<u>29-09</u>	<u>12. Fios 1/2</u>	<u>26.00</u>	<u>18.00</u>	<u>8.00</u>	<u>16</u>	

BAINHA	DATA	HORA	TRAÇO A/C	PRESSÃO kg/cm2	DURAÇÃO min	CIMENTO kg	OBSERVAÇÕES
	<u>21-10-86</u>	<u>17:45</u>	<u>0,5</u>	<u>10</u>	<u>45</u>	<u>200</u>	

TUBOS MANCHETES (do fundo para a superfície)	1.a FASE DE INJEÇÃO				2.a FASE DE INJEÇÃO				3.a FASE DE INJEÇÃO				TOTAL DE CIMENTO POR MANCHETE	OBSERVAÇÕES
	Pressão de Abertura Manchete kg/cm2	Pressões de Injeção kg/cm2	Cimento kg	Traço A/C	Pressão de Abertura Manchete kg/cm2	Pressões de Injeção kg/cm2	Cimento kg	Traço A/C	Pressão de Abertura Manchete kg/cm2	Pressões de Injeção kg/cm2	Cimento kg	Traço A/C		
1.0	<u>50</u>	<u>30</u>	<u>200</u>	<u>0,5</u>	<u>30</u>	<u>16</u>	<u>200</u>	<u>0,5</u>					<u>400</u>	
2.0	<u>20</u>	<u>16</u>	<u>200</u>	<u>,</u>	<u>20</u>	<u>16</u>	<u>200</u>	<u>,</u>					<u>400</u>	
3.0	<u>40</u>	<u>20</u>	<u>200</u>	<u>,</u>	<u>20</u>	<u>17</u>	<u>200</u>	<u>,</u>					<u>400</u>	
4.0	<u>30</u>	<u>14</u>	<u>200</u>	<u>,</u>	<u>14</u>	<u>20</u>	<u>200</u>	<u>,</u>					<u>400</u>	
5.0	<u>20</u>	<u>12</u>	<u>100</u>	<u>,</u>	<u>20</u>	<u>11</u>	<u>200</u>	<u>,</u>					<u>150</u>	
6.0	<u>18</u>	<u>12</u>	<u>100</u>	<u>,</u>	<u>14</u>	<u>12</u>	<u>50</u>	<u>,</u>					<u>150</u>	
7.0	<u>20</u>	<u>12</u>	<u>100</u>	<u>,</u>	<u>12</u>	<u>13</u>	<u>50</u>	<u>,</u>					<u>150</u>	
8.0	<u>16</u>	<u>14</u>	<u>100</u>	<u>,</u>	<u>18</u>	<u>16</u>	<u>50</u>	<u>,</u>					<u>150</u>	
9.0														
10.0														
11.0														
12.0														
TOTAL			<u>1700</u>				<u>1000</u>						<u>2.700</u>	

VISTO

ASSINATURA

TOTAL BAINHA

TOTAL INJEÇÃO CHUMBAMENTO

TOTAL POR TIRANTE

ANSON**BOLETIM DE INJEÇÃO**MÊS 5 1986BOLETIM N.º 17OBRA Muelle. 4.282TIRANTE N.º 11.T.2

PERFURAÇÃO	DATA	HORA		INCLINAÇÃO P/ BAIXO - P/ CIMA	Ø	PROFUNDIDADE m	TERRENO	OBSERVAÇÕES
		Início	Fim					
	27-05-86	7:00	11:20	20°	5"	25.50	ARENOSO	

TIRANTE	DATA INSTALAÇÃO	ARMAÇÃO	COMPRIMENTO	TRECHO LIVRE	TRECHO ANCORADO	NÚMERO DE MANCHETES	OBSERVAÇÕES

BAINHA	DATA	HORA	TRAÇO A/C	PRESSÃO kg/cm ²	DURAÇÃO min.	CIMENTO kg.	OBSERVAÇÕES

TUBOS MANCHETES (do fundo para a superfície)	1.a FASE DE INJEÇÃO				2.a FASE DE INJEÇÃO				3.a FASE DE INJEÇÃO				TOTAL DE CIMENTO POR MANCHETE	OBSERVAÇÕES
	Pressão de Abertura Manchete kg/cm ²	Pressões de Injeção kg/cm ²	Cimento kg	Traço A/C	Pressão de Abertura Manchete kg/cm ²	Pressões de Injeção kg/cm ²	Cimento kg	Traço A/C	Pressão de Abertura Manchete kg/cm ²	Pressões de Injeção kg/cm ²	Cimento kg	Traço A/C		
1.º	30	20	150	0,5	25	20	150	0,5	30	20	150	0,5	450	
2.º	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
3.º	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
4.º	"	"	"	"	"	15	"	"	25	"	"	"	"	"
5.º	25	15	"	"	20	15	"	"	"	15	"	"	"	"
6.º	"	"	"	"	"	10	"	"	"	15	"	"	"	"
7.º	"	"	"	"	"	"	"	"	20	10	"	"	"	"
8.º	"	"	"	"	"	"	"	"	20	10	"	"	"	"
9.º														
10.º														
11.º														
12.º														
TOTAL			1.200				1.200				1.200		3.600	

TOTAL BAINHA

TOTAL INJEÇÃO CHUMBAMENTO

TOTAL POR TIRANTE

VISTO

ASSINATURA

7
2
4.3

ANSON**BOLETIM DE INJEÇÃO**MÊS 7 1986BOLETIM N.º 43OBRA MUELLE - 4.282TIRANTE N.º 08-T.2

PERFURAÇÃO	DATA	HORA		INCLINAÇÃO P/ BAIXO - P/ CIMA	Ø	PROFUNDIDADE m	TERRENO	OBSERVAÇÕES
		Início	Fim					
	02-07-86	13:00	17:00	15°	5"	25.50	ARENOSO	

TIRANTE	DATA INSTALAÇÃO	ARMAÇÃO	COMPRIMENTO	TRECHO LIVRE	TRECHO ANCORADO	NÚMERO DE MANCHETES	OBSERVAÇÕES

BAINHA	DATA	HORA	TRAÇO A/C	PRESSÃO kg/cm ²	DURAÇÃO min.	CIMENTO kg.	OBSERVAÇÕES

TUBOS MANCHETES (do fundo para a superfície)	1.a FASE DE INJEÇÃO				2.a FASE DE INJEÇÃO				3.a FASE DE INJEÇÃO				TOTAL DE CIMENTO POR MANCHETE	OBSERVAÇÕES
	Pressão de Abertura Manchete kg/cm ²	Pressões de Injeção kg/cm ²	Cimento kg	Traço A/C	Pressão de Abertura Manchete kg/cm ²	Pressões de Injeção kg/cm ²	Cimento kg	Traço A/C	Pressão de Abertura Manchete kg/cm ²	Pressões de Injeção kg/cm ²	Cimento kg	Traço A/C		
	DIA <u>14-07</u> HORA: DE <u>18:00</u> A <u>19:00</u>				DIA <u>15-07</u> HORA: DE <u>13:00</u> A <u>14:30</u>				DIA <u>17-07</u> HORA: DE <u>13:00</u> A <u>14:30</u>					
1.0	20	15	150	0.5	20	10	150	0.5	30	20	150	0.5	450	
2.0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
3.0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
4.0	"	"	"	"	15	"	"	"	"	"	"	"	"	
5.0	"	10	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
6.0	"	"	"	"	"	"	"	"	20	15	"	"	"	
7.0	"	"	"	"	10	"	"	"	"	"	"	"	"	
8.0	"	"	"	"	10	"	"	"	"	"	"	"	"	
9.0														
10.0														
11.0														
12.0														
TOTAL			1.200				1.200				1.200		3.600	

TOTAL BAINHA _____
TOTAL INJEÇÃO QUANTIDADE 3.6
TOTAL POR TIRANTE 4.0

VISTO _____
ASSINATURA [Signature]

155

ANSON**BOLETIM DE INJEÇÃO**MÊS 09 198BOLETIM N.º 101OBRA MULLER - 428TIRANTE N.º 14-T-2

PERFURAÇÃO	DATA	HORA		INCLINAÇÃO P/ BAIXO - P/ CIMA	Ø	PROFUNDIDADE m	TERRENO	OBSERVAÇÕES
		Início	Fim					
	26-09	7:00	9:00	15°	5	26.00	ARENOSO	

TIRANTE	DATA INSTALAÇÃO	ARMAÇÃO	COMPRIMENTO	TRECHO LIVRE	TRECHO ANCRADO	NÚMERO DE MANCHETES	OBSERVAÇÕES

BAINHA	DATA	HORA	TRAÇO A/C	PRESSÃO kg/cm ²	DURAÇÃO min.	CIMENTO kg	OBSERVAÇÕES

TUBOS MANCHETES (do fundo para a superfície)	1.a FASE DE INJEÇÃO				2.a FASE DE INJEÇÃO				3.a FASE DE INJEÇÃO				TOTAL DE CIMENTO POR MANCHETE	OBSERVAÇÕES
	DIA	HORA	DE	A	DIA	HORA	DE	A	DIA	HORA	DE	A		
	Pressão de Abertura Manchete kg/cm ²	Pressões de Injeção kg/cm ²	Cimento kg	Traço A/C	Pressão de Abertura Manchete kg/cm ²	Pressões de Injeção kg/cm ²	Cimento kg	Traço A/C	Pressão de Abertura Manchete kg/cm ²	Pressões de Injeção kg/cm ²	Cimento kg	Traço A/C		
1.0	25	16	200	0.5									200	NAO DESCE
2.0	45	20	u	0									u	A MANOBRIN
3.0	20	16	u	v									u	NA 2ª FASE
4.0	40	18	u	v									u	
5.0	50	20	u	v									u	
6.0	30	18	u	0									u	
7.0	25	14	u	v									u	
8.0	40	20	u	v									u	
9.0														
10.0														
11.0														
12.0														
TOTAL			1100										1100	

TOTAL BAINHA 40

ASSINATURA



2-00

-56-

TABELA DE PROTENSÃO

DATA 21.11.86

HORA	MANÔMETRO (kg/cm)	CARGA (tf)	ALONGAMENTO		DEFORMAÇÃO (mm)
			TIRANTE	PAREDE	
	00	00	57	00	00
	101	36	79		22
	152	54	92		35
	293	72	106		49
	253	90	121		64
	304	108	139		82
	355	126	158	00	101
08:40	"	"	"	00	"
08:45	"	"	"		"
08:50	"	"	"		"
08:55	"	"	"	00	"
	304	108	158	00	101
	253	90	157		100
	203	72	153		96
	152	54	144		87
	101	36	127		70
	00	00	79	00	22
	00	00	41	00	00
	101	36	65		24
	152	54	80		39
	203	72	93	00	52

TIRANTE

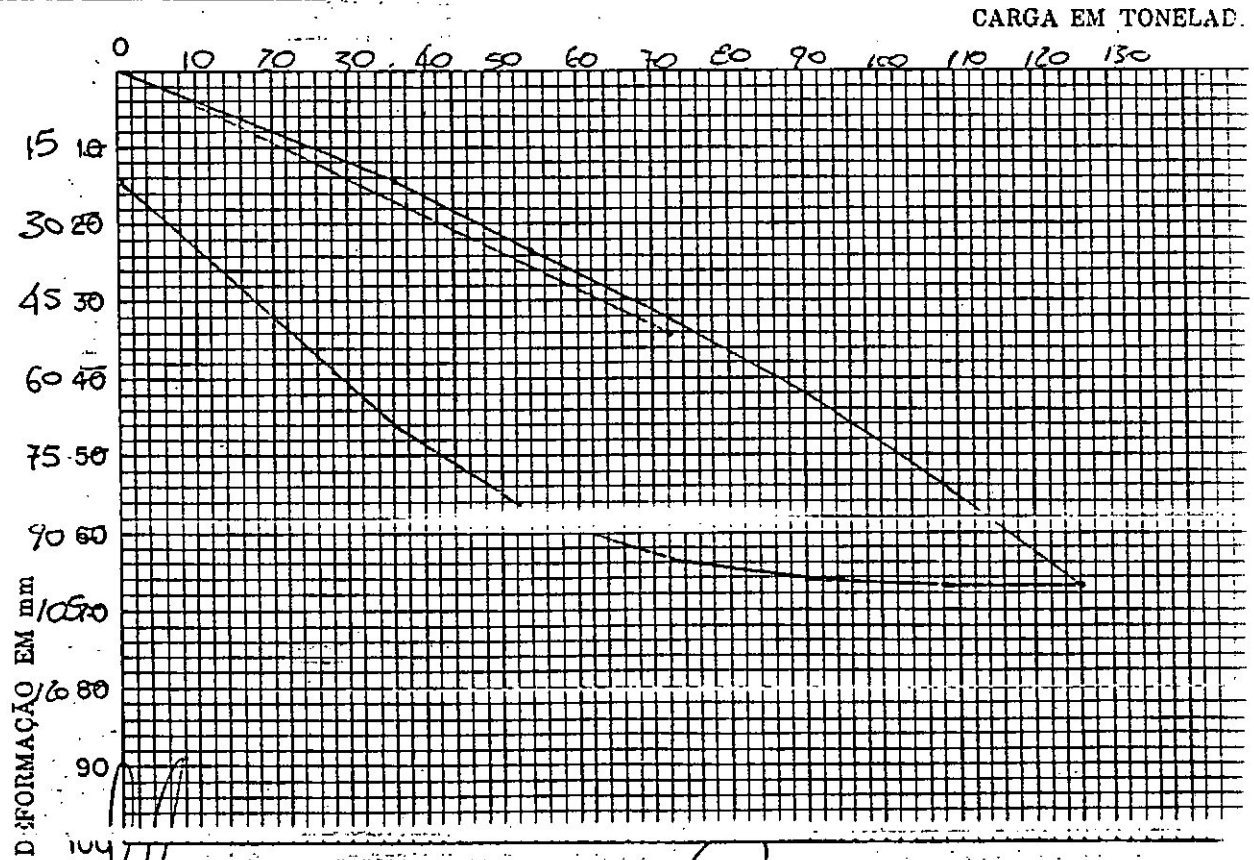
Armação 12 fios de 1/2
 Limite de escoamento _____ tf
 Trecho ancorado 8.00 m
 Trecho livre 18.00 m
 Comprimento 26.00 m

PROTENSÃO

Macaco tipo e n.º RUDLOFF MP 0512
 Manômetro 10 tf= 109 kg
 Data final de injeção 22.07.86
 Carga de incorporação 72 T.

OBSERVAÇÕES

GRÁFICO DA PROTENSÃO



VIDE

[Assinatura manuscrita]

TABELA DE PROTENSÃO

DATA 22.11.86

HORA	MANÔMETRO (kg/cm)	CARGA (tf)	ALONGAMENTO		DEFORMAÇÃO (mm)
			TIRANTE	PAREDE	
	00	00	54	00	00
	101	36	71		17
	152	54	84		30
	203	72	100		46
	253	90	115		61
	304	108	131		77
	355	126	147	00	93
07:45	"	"	"	00	"
07:50	"	"	"		"
07:55	"	"	"		"
08:00	"	"	"	00	"
	304	108	147	00	93
	253	90	145		91
	203	72	131		77
	152	54	116		62
	101	36	101		48
	00	00	72	00	18
	00	00	69	00	00
	101	36	90		21
	152	54	105		36
	203	72	117	00	48

TIRANTE

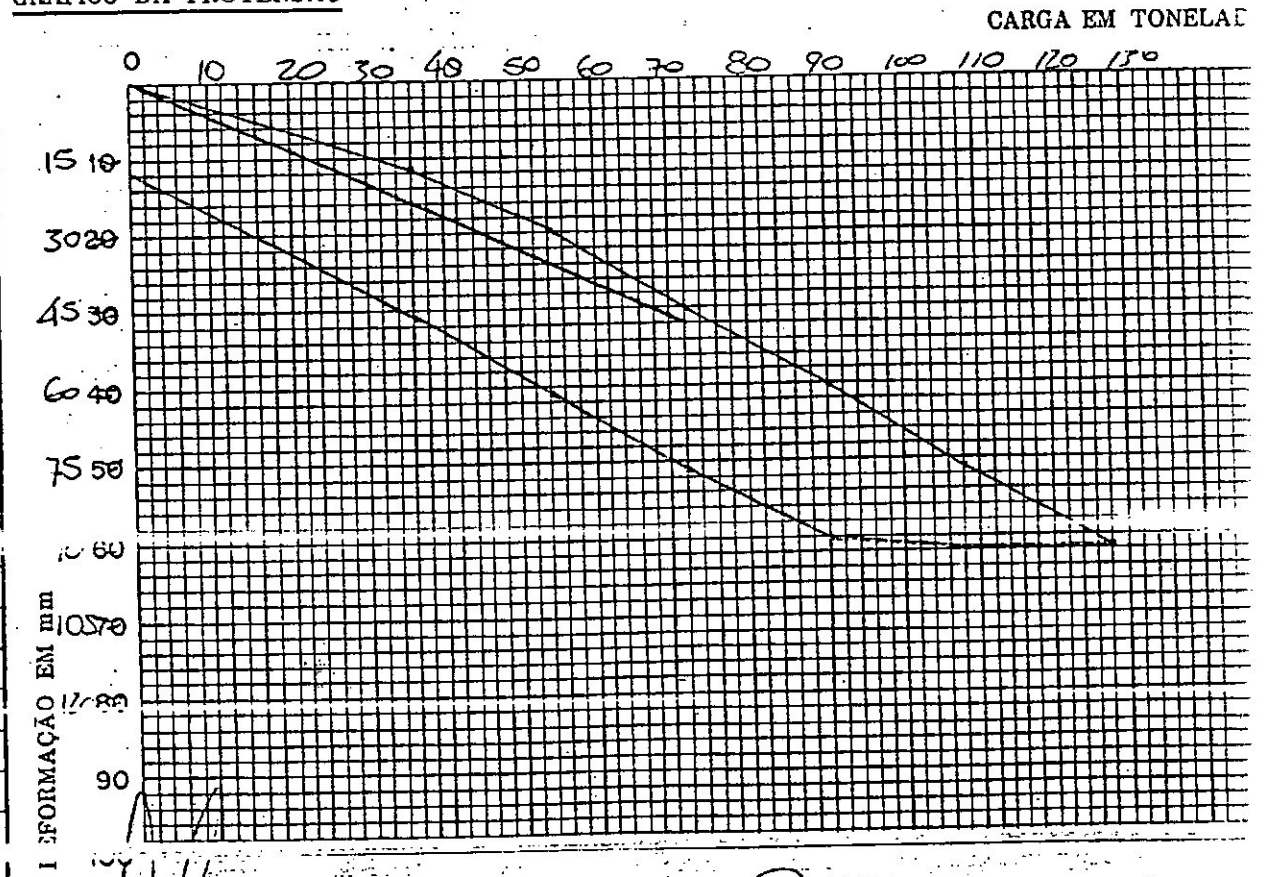
Armação 12 fios de 1/2
 Limite de escoamento _____ tf
 Trecho ancorado 8.00 m
 Trecho livre 18.00 m
 Comprimento 26.00 m

OBSERVAÇÕES

PROTENSÃO

Macaco tipo e n.º RUDLOFF MP 0512
 Manômetro 10 tf= 109 kg
 Data final de injeção 17.07.86
 Carga de incorporação 72.T

GRÁFICO DA PROTENSÃO



ANSON S.A.

Eng. de Fundações e Recuperações
 OBRA MUELLE FRONTAL - FORMOSA R.A

TIRANTE TIRANSON

BOLETIM DE PROTENSÃO

MÊS NOVEMBRO 19 86

LOCAL MUELLE FRONTAL

TIRANTE N.º 11 T.02

PROTENSÃO

Macaco tipo e n.º RUDLOFF MP 0512
 Manômetro 10 lf= 109 kg
 Data final de injeção 17.07.86
 Carga de incorporação 72 T.

TABELA DE PROTENSÃO

DATA 22.11.86

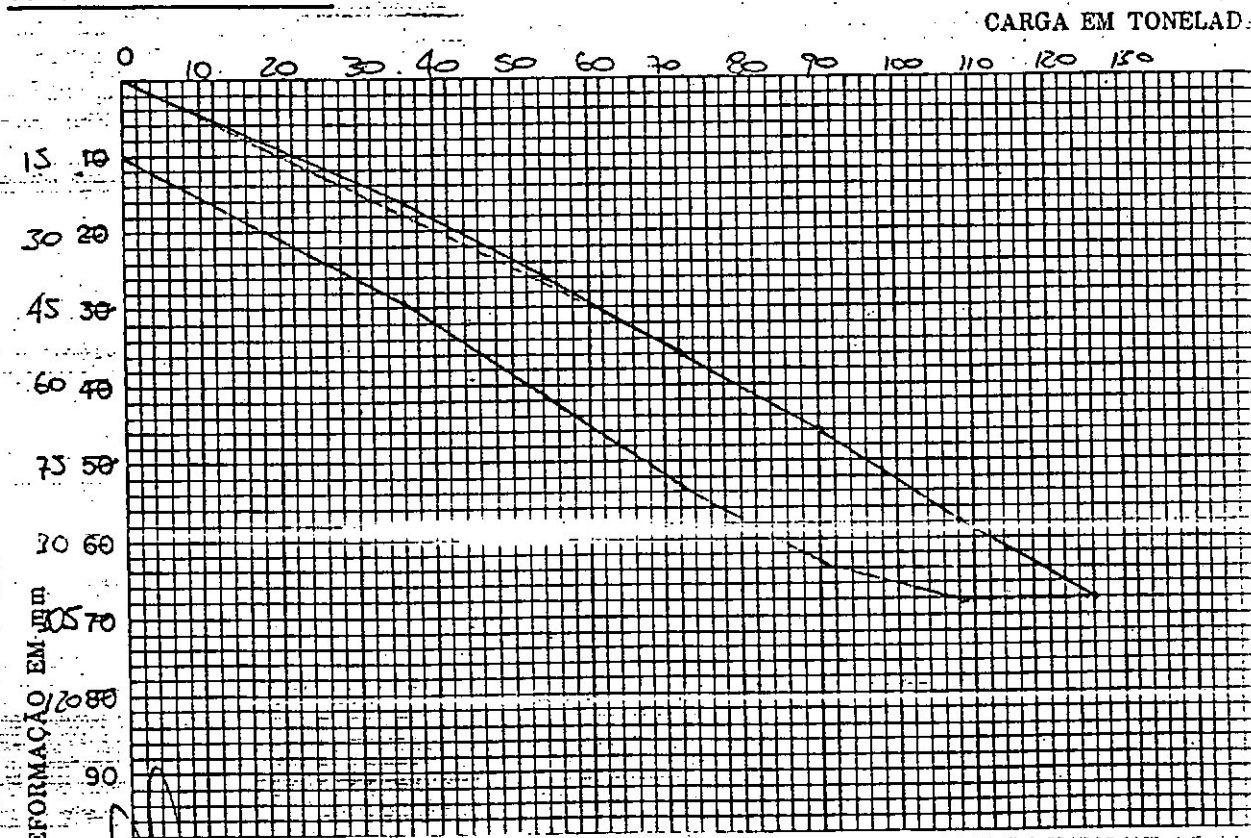
HORA	MANÔMETRO (kg/cm)	CARGA (tf)	ALONGAMENTO		DEFORMAÇÃO (mm)
			TIRANTE	PAREDE	
	00	00	54	00	00
	101	36	79		25
	152	54	93		39
	203	72	109		55
	253	90	124		70
	304	108	141		87
	355	126	157	00	103
09:55	"	"	"	00	"
10:00	"	"	"		"
10:05	"	"	"		"
10:10	"	"	"	00	"
	304	108	157	00	103
	253	90	149		95
	203	72	134		80
	152	54	116		62
	101	36	98		44
	00	00	69	00	15
	00	00	58	00	00
	101	36	81		23
	152	54	97		39
	203	72	112	00	54

TIRANTE

Armação 12 fios de 1/2
 Limite de escoamento 8.00 tf
 Trecho ancorado 18.00 m
 Trecho livre 18.00 m
 Comprimento 26.00 m

OBSERVAÇÕES

GRÁFICO DA PROTENSÃO



ANSON S.A.

Eng. de Fundações e Recuperações
OBRA MUELLE FRONTAL - FORMOSA R.A

TIRANTE TIRANSON

BOLETIM DE PROTENSÃO

MÊS NOVEMBRO 1986

LOCAL MUELLE FRONTAL

TIRANTE N.º 14 T 02

TABELA DE PROTENSÃO

DATA 22.11.86

HORA	MANÔMETRO (kg/cm)	CARGA (tf)	ALONGAMENTO		DEFORMAÇÃO (mm)
			TIRANTE	PARÊDE	
	00	00	53	00	00
	101	36	73		20
	152	54	84		31
	203	72	97		44
	253	90	111		58
	304	108	126		73
	355	126	142	00	89
14:05	"	"	"	00	"
14:10	"	"	"		"
14:15	"	"	"		"
14:20	"	"	"	00	"
	304	108	141	00	88
	253	90	135		82
	203	72	125		72
	152	54	111		58
	101	36	84		44
	00	00	68	00	15
	00	00	43	00	00
	101	36	51		13
	152	54	76		33
	203	72	90	00	47

TIRANTE

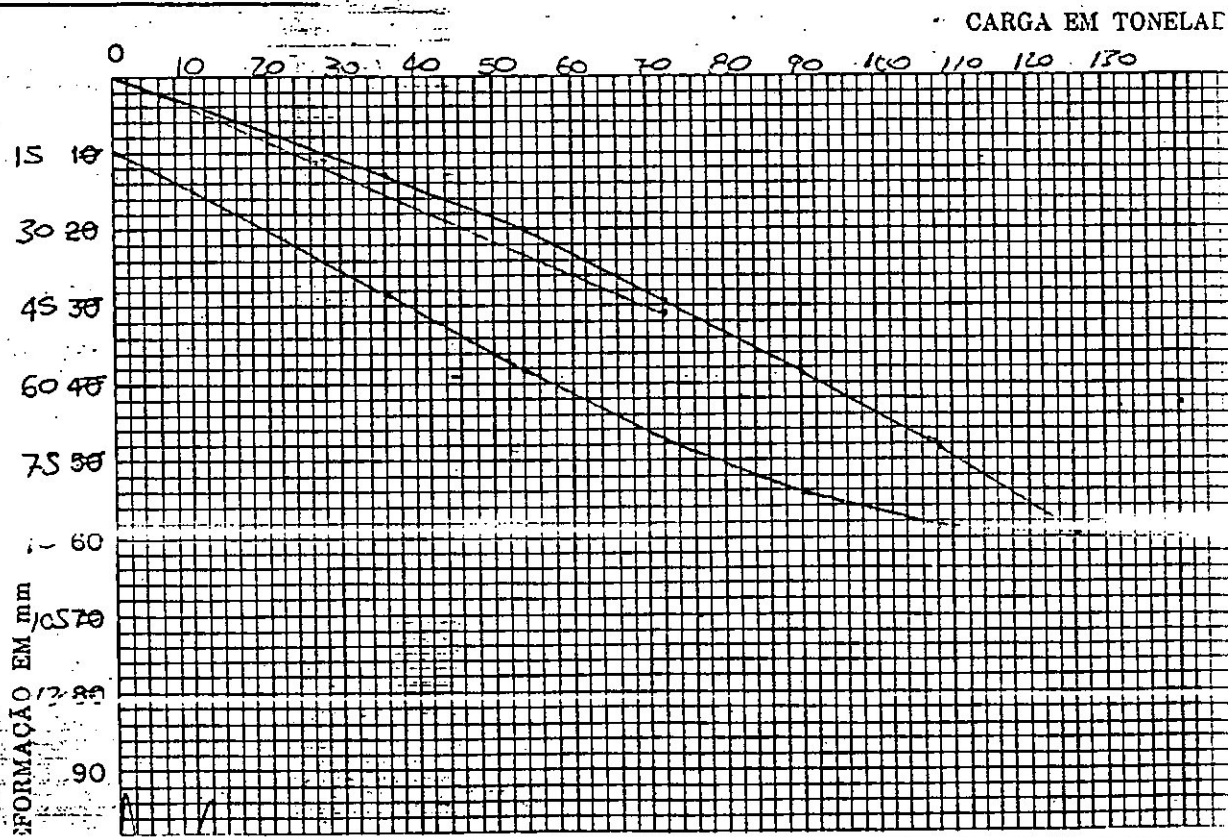
Armação 12 fios de 1/2
Limite de escoamento _____ tf
Trecho ancorado 8.00 m
Trecho livre 18.00 m
Comprimento 26.00 m

PROTENSÃO

Macaco tipo e n.º RUDLOFF MP 0512
Manômetro 10 tf= 109 kg
Data final de injeção 05.11.86
Carga de incorporação 72 T.

OBSERVAÇÕES

GRÁFICO DA PROTENSÃO



[Assinatura]

ANSON S.A.

Eng. de Fundações e Recuperações
 OBRA MUELLE FRONTAL - FORMOSA R.A

TIRANTE TIRANSON

BOLETIM DE PROTENSÃO

MÊS NOVEMBRO 1986

LOCAL MUELLE FRONTAL

TIRANTE N.º 17 T 02

PROTENSÃO

Macaco tipo e n.º RUDLOFF MP 0512
 Manômetro 10 tf = 109 kg
 Data final de injeção 06.11.86
 Carga de incorporação 72 T.

TABELA DE PROTENSÃO

DATA 24.11.86

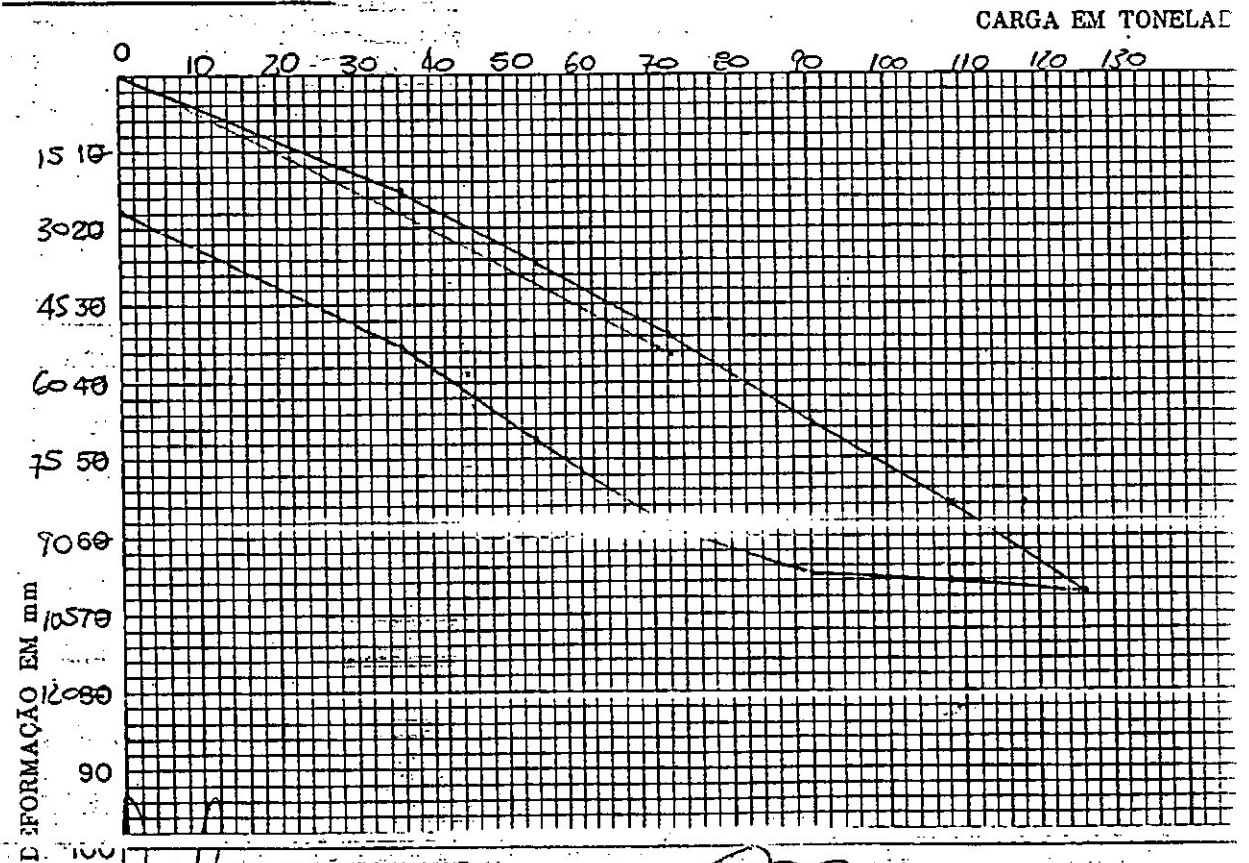
HORA	MANÔMETRO (kg/cm)	CARGA (tf)	ALONGAMENTO		DEFORMAÇÃO (mm)
			TIRANTE	PAREDE	
	00	00	58	00	00
	101	36	81		23
	152	54	95		37
	203	72	109		51
	253	90	126		68
	304	108	142		84
	355	126	160	00	102
09:10	"	"	"	00	"
09:15	"	"	"		"
09:20	"	"	"		"
09:25	"	"	"	00	"
	304	108	158	00	100
	253	90	156		98
	203	72	147		89
	152	54	129		71
	101	36	111		53
	00	00	85	00	27
	00	00	59	00	00
	101	36	65		26
	152	54	99		40
	203	72	114	00	55

TIRANTE

Armação 12 fios de 1/2
 Limite de escoamento _____ tf
 Trecho ancorado 8.00 m
 Trecho livre 18.00 m
 Comprimento 26.00 m

OBSERVAÇÕES

GRÁFICO DA PROTENSÃO



ANSON S.A.

Eng. de Fundações e Recuperações
 OBRA MUELLE FRONTAL - FORMOSA R.A

TIRANTE TIRANSON

BOLETIM DE PROTENSÃO

MÊS NOVEMBRO 1986

LOCAL MUELLE FRONTAL

TIRANTE N.º 18 T 02

TABELA DE PROTENSÃO

DATA 24.11.86

HORA	MANÔMETRO (kg/cm)	CARGA (tf)	ALONGAMENTO		DEFORMAÇÃO (mm)
			TIRANTE	PAREDE	
	00	00	51	00	00
	101	36	78		27
	152	54	91		40
	203	72	107		56
	253	90	128		77
	304	108	133		82
	355	126	145	00	94
10:05	"	"	"	00	"
10:10	"	"	"		"
10:20	"	"	"		"
10:25	"	"	"	00	"
	304	108	145	00	94
	253	90	139		88
	203	72	130		79
	152	54	120		69
	101	36			
	00	00	72	00	21
	00	00	54	00	00
	101	36	83		23
	152	54	97		43
	203	72	113	00	59

TIRANTE

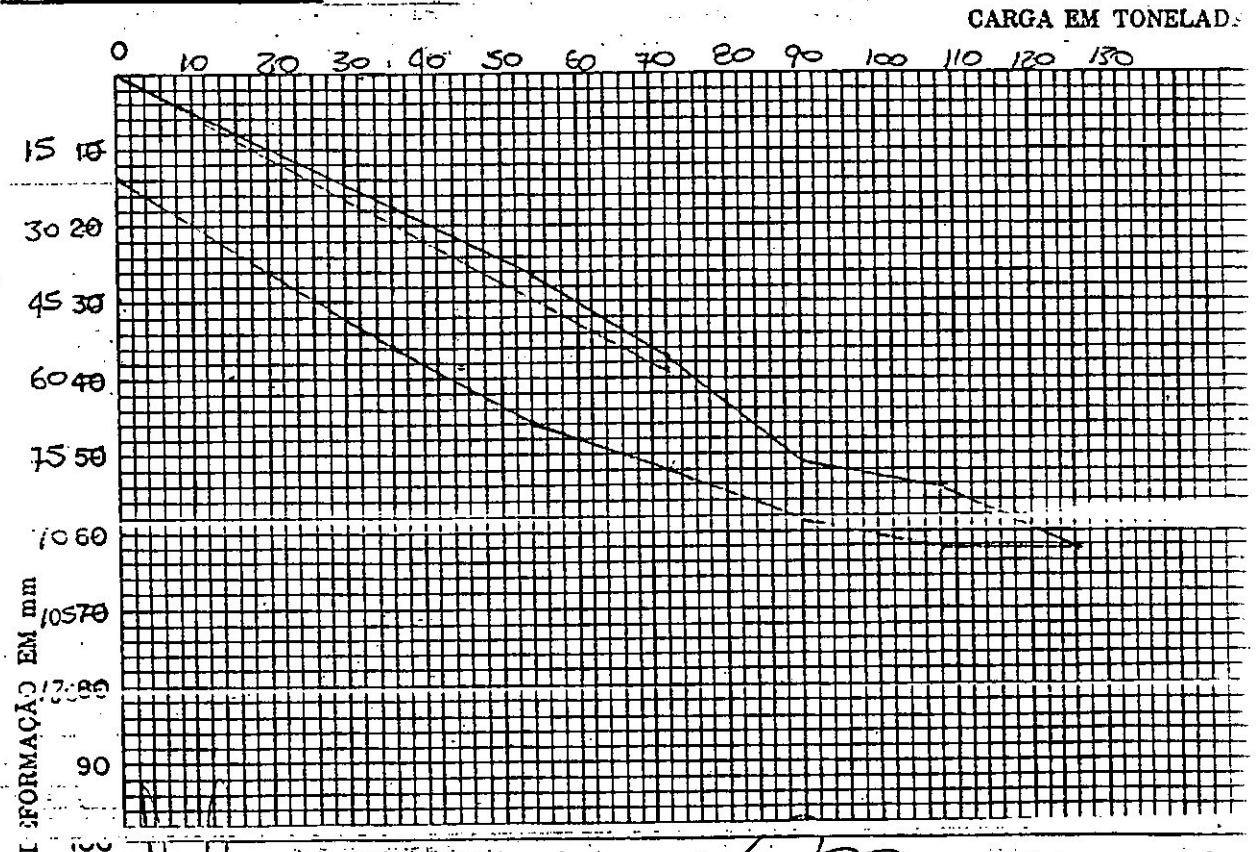
Armação 12 fios de 1/2
 Limite de escoamento _____ tf
 Trecho ancorado 8.00 m
 Trecho livre 18.00 m
 Comprimento 26.00 m

PROTENSÃO

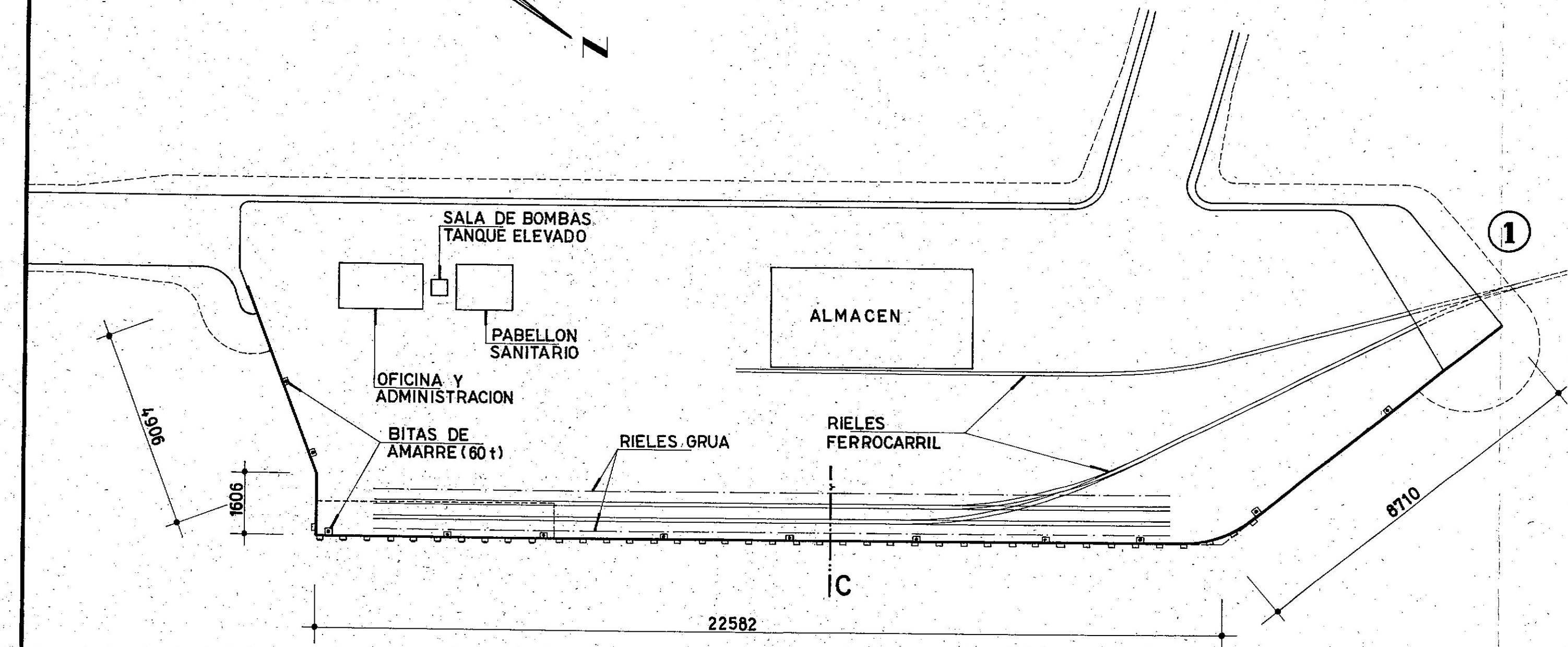
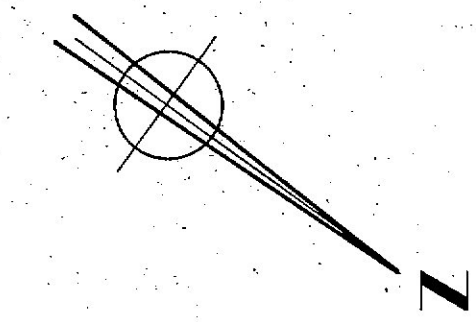
Macaco tipo e n.º RUDLOFF MP 0512
 Manômetro 10 tf= 109 kg
 Data final de injeção 06.11.86
 Carga de Incorporação 72 T.

OBSERVAÇÕES

GRÁFICO DA PROTENSÃO



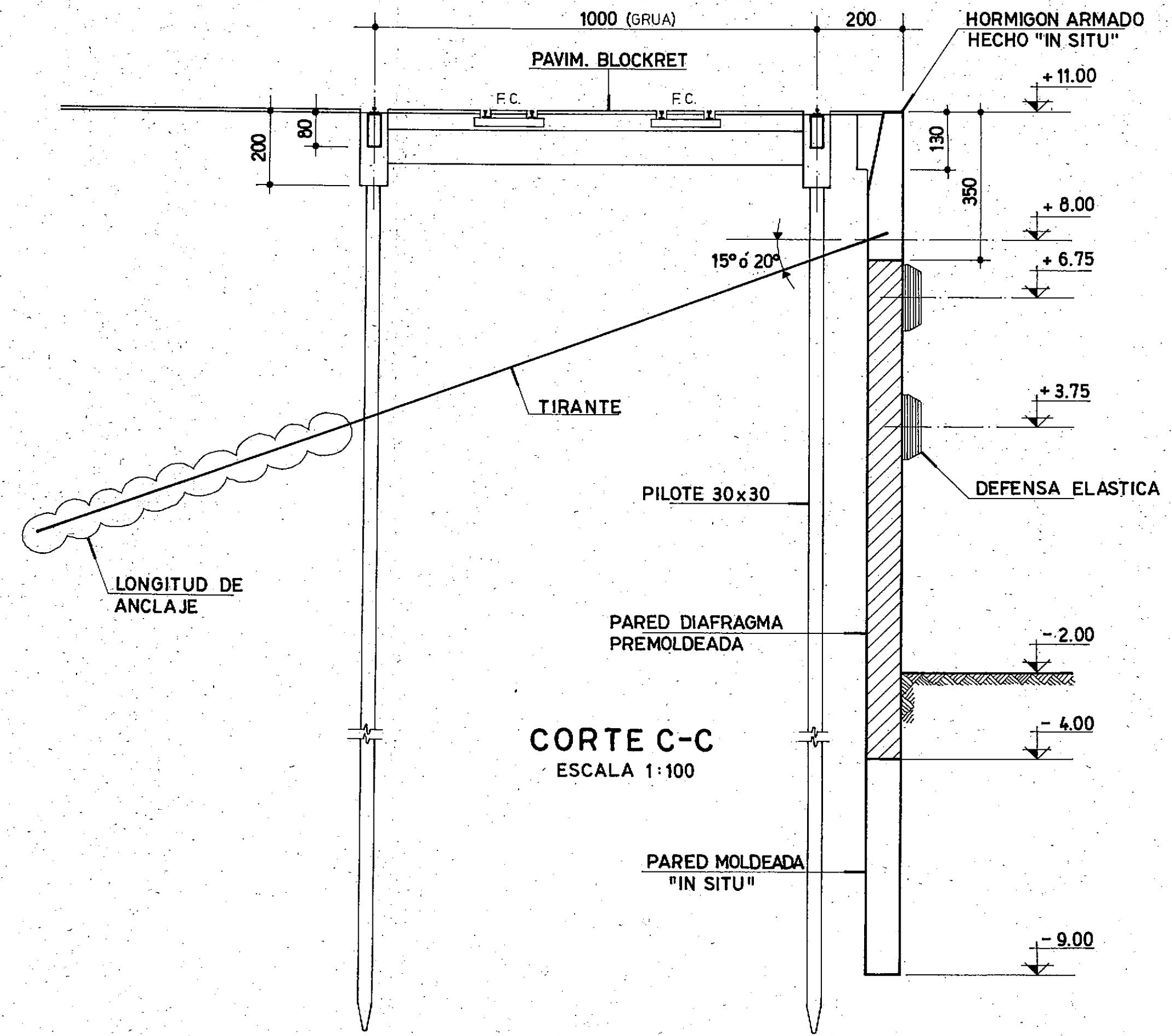
Handwritten signatures and initials:
 [Signature] [Signature] [Signature]



PLANTA GENERAL
ESCALA 1:1000

① ZONA A SER PROTEGIDA CON OBRA ADICIONAL

NOTA:
- DIMENSIONES EN CENTIMETROS
- COTAS EN METROS

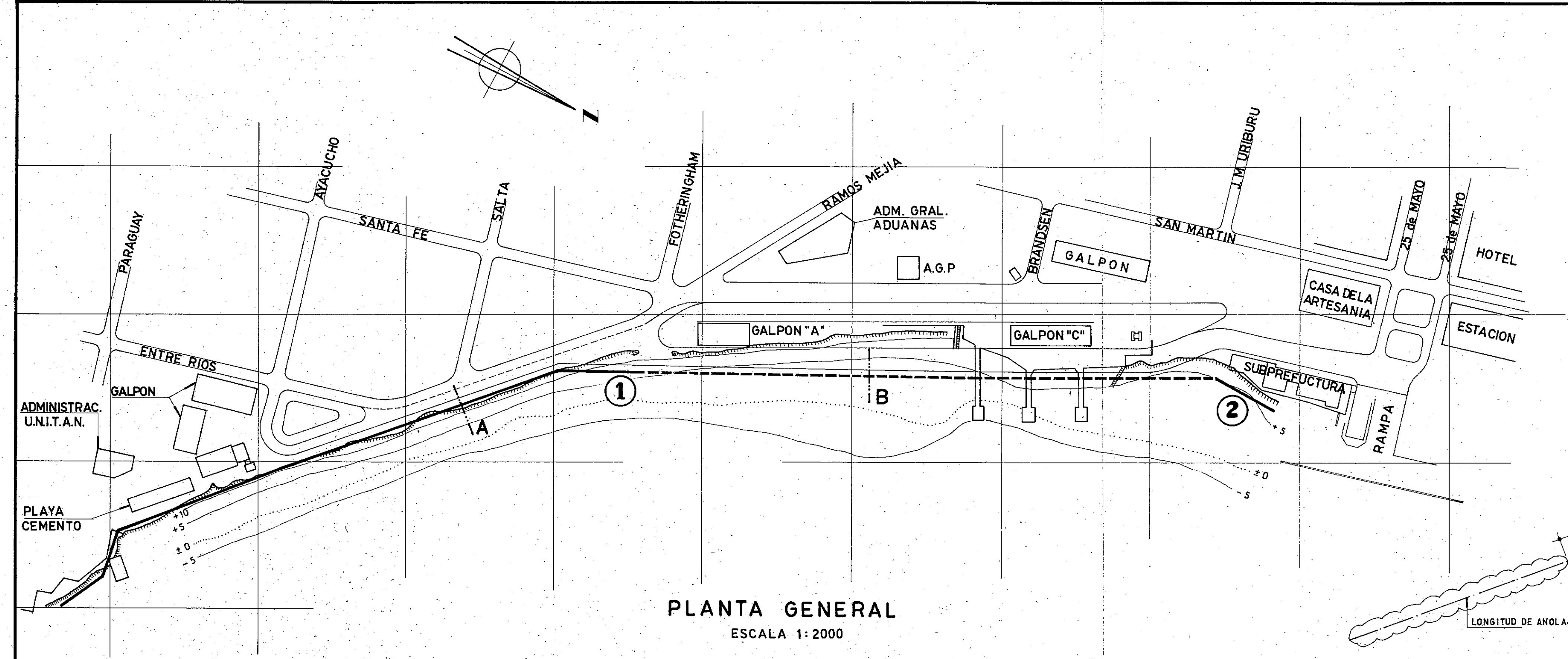


CORTE C-C
ESCALA 1:100

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES
PROVINCIA DE FORMOSA
INSPECCION DE OBRAS DE DEFENSA DE COSTAS Y MUELLE FRONTAL EN LA CIUDAD DE FORMOSA

MUELLE FRONTAL

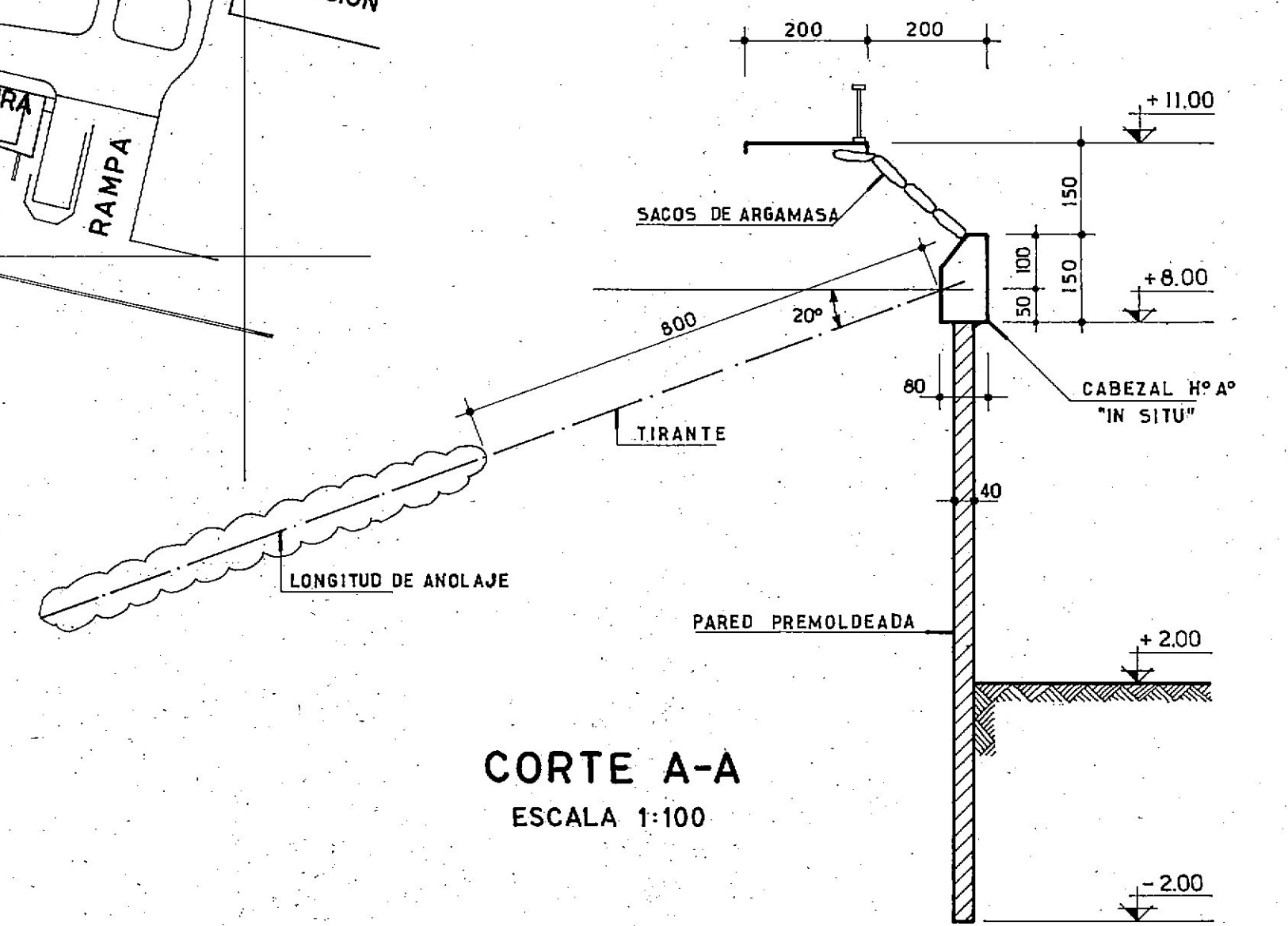
PL: 1-1



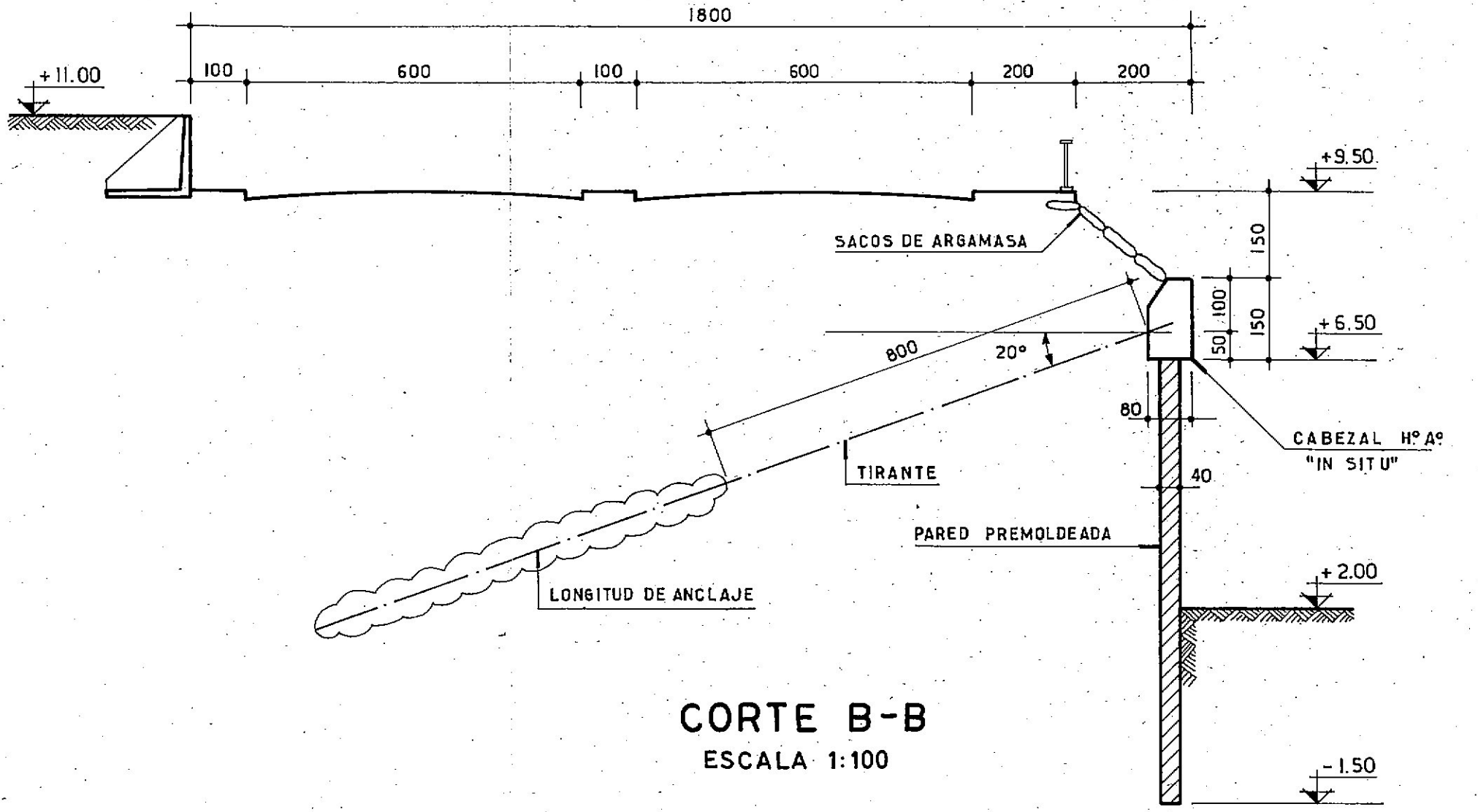
PLANTA GENERAL
ESCALA 1:2000

- ① SECTOR DE DESLIZAMIENTO DE LA PANTALLA.-
- ② SECTOR PRIMER TESADO DE ANCLAJES (TOTAL:22 - FALLADOS:19)

NOTA :
-DIMENSIONES EN CENTIMETROS
-COTAS EN METROS



CORTE A-A
ESCALA 1:100



CORTE B-B
ESCALA 1:100

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES
PROVINCIA DE FORMOSA
INSPECCION DE OBRAS DE DEFENSA DE COSTAS Y MUELLE FRONTAL EN LA CIUDAD DE FORMOSA



CAPITULO 4

PRUEBA DE CARGA A FLEXION DE LOS PANELES PREMOLDEADOS

1. PLANTEO INICIAL

La sección transversal de las pantallas del muelle frontal y de la defensa de costa se componen en buena parte de su altura con elementos o paneles premoldeados de hormigón armado (ver planos 1.1 y 1.2).

Dichos paneles constituyen la parte central de la pantalla, razón por la cual deben soportar los momentos flexores más importantes de la sección debidos a los empujes del suelo y las sobrecargas en superficie.

Las solicitaciones y longitudes de estos paneles difieren según la obra y su ubicación en ella.

2. PROPOSITO

El propósito de las pruebas de carga es el de verificar mediante un ensayo de flexión la capacidad portante de los paneles y comparar los valores así obtenidos con los momentos flectores calculados para establecer el correspondiente coeficiente de seguridad.

Las pruebas de carga tienen carácter destructivo, esto es, los paneles ensayados quedan inutilizados despues de la prueba.

3. ANTECEDENTES

Al iniciarse las tareas de esta Inspección de Obras, los ensayos de carga a flexión ya habían sido ejecutados.

Con anterioridad se había tratado esta cuestión y se formularon algunas recomendaciones para la realización de las pruebas.

El programa delineado en esa oportunidad, señaló la conveniencia de elegir paneles representativos entre los que se encontraban acopiados. Desde luego, las pruebas deberán efectuarse sobre una cantidad reducida, dado el carácter destructivo del ensayo.

Por otra parte se indicó un esquema de cargas y apoyos que asegurase solo sollicitaciones a flexión sin otro tipo de esfuerzos.

En cuanto a la documentación enviada por CODEFOR, organismo de la Provincia de Formosa a cargo de la ejecución de estas obras, hasta la fecha solo se recibió la memoria de cálculo (en idioma portugués) y las especificaciones del muelle frontal, ambas realizadas por la firma Concic Engenharia S.A. No se ha recibido documentación de la defensa de costa, ni las planillas con los valores obtenidos durante los ensayos.

Cabe mencionar que la memoria de cálculo del muelle frontal es de difícil lectura no solo por razones idiomáticas, sino también porque ca-

rece de croquis, cuadros y planillas aclaratorias y también porque no se indican los significados de las notaciones usadas.

4. DATOS TECNICOS

Las especificaciones preparadas por Concic Ingeniería S.A. de los paneles premoldeados del muelle frontal, fijan como dimensiones de su sección hueca un ancho de 125 cm, un espesor de 80' cm y dos agujeros de 56 x 36,5 cm (ver croquis).

Luego establecen directivas referidas a los encofrados y a las características del obrador.

En cuanto a la calidad del hormigón, dan como valor de resistencia FCK 240 Kg/cm² y como dosaje mínimo de cemento 400 Kg/m³.

Las armaduras son hierros de tipo ADN-46.

Las longitudes de los paneles del muelle alcanzan 11,50 mts. Su peso se estimó en 1,44 t/m.

En la memoria de cálculo se encuentra a partir del folio 130, una verificación de las pantallas realizada mediante computación. Allí se fijan los siguientes valores:

- Modulo de elasticidad: $E= 2.100.000 \text{ tf/m}^2$
- Momento de inercia: $J_x= 0,01138 \text{ m}^4$

- Momentos flectores máximos:

trecho	valor ancho 1,0 m (tfm)	valor ancho 1,25 m (tfm)
1 - 1	116,03	145,38
1 - 3	62,42	78,0 (99)
2,3,4	125,39	157,26 (71)
5 - 1	90,42	113,0 (94)
1 - 4 *	22,32	27,9
1 - 5 *	13,38	16,73

* Los tramos 1-4 y 1-5 tienen secciones de menor dimensión con un $J_x = 0,00084 \text{ m}^4$.

Los momentos de la última columna son los reales que actúan sobre el panel, cuyo ancho es de 1,25 mts. Los valores acompañados por una cifra entre paréntesis se obtuvieron de la memoria de cálculo (las cifras indican los folios).

Los momentos flectores máximos solicitan a los paneles cerca de su punto medio, como se desprende de los gráficos de los folios 12 (trecho 1-1), 17 (trecho 1-3), 33 (trechos 2,3,4), 66 (trecho 5-1), 22 (trecho 1-4) y 27 (trecho 1-5).

En cuanto a los momentos de inercia se notan algunas diferencias entre la salida de computadora y algunos valores indicados en la memoria de cálculo (ver folios 80, 96 y 101).

5. PROGRAMA

Si bien los ensayos ya fueron realizados, se indican a continuación las recomendaciones formuladas oportunamente.

5.1 Selección de los paneles

Para cada tipo de panel, elegir uno entre los paneles acopiados aplicando un criterio aleatorio de selección. En el caso de que los ensayos brinden valores admisibles, dar por terminado el ensayo. En el caso contrario repetir las pruebas siguiendo el mismo procedimiento. Los gastos originados por las pruebas adicionales correrán por cuenta de las firmas constructoras, ya que los primeros ensayos no habrán resultado satisfactorios.

5.2 Lugar de los ensayos

Los ensayos deberán ser ejecutados contando con un piso firme que no permita el asentamiento de los apoyos (pavimento) y bajo un techado o cobertura para evitar la acción de los rayos solares y las alteraciones que puedan producirse por efectos de la temperatura y de distribuciones diferenciales de la misma tanto en los paneles como en los instrumentos de medición.

5.3 Tipo de carga

Las cargas a ser aplicadas deberán ser en lo posible varios elementos de igual peso. Deberán estar convenientemente taradas, ya sea por pesada previa como por una verificación analítica. Sus aplicaciones deben estar equilibradas y concentradas.

De ser posible las cargas se aplicarán con gatos hidráulicos, lo que permitiría un mejor control y seguimiento del comportamiento de la placa.

5.4 Aplicación de las cargas

Las cargas serán aplicadas sobre dos ejes equidistantes a una distancia de 0,25 de la longitud de los apoyos del panel. De tal modo se obtiene un diagrama de momentos con un valor constante en la parte central sobre una extensión de 0,5 longitud del panel y se anulan por otra parte los esfuerzos de corte en ese tramo.

La aplicación se efectuará en varios pasos mediante cargas sucesivas. El tiempo entre cada carga será el necesario para poder efectuar las lecturas y el examen visual para detección de fisuras u otras roturas.

5.5 Mediciones

Se efectuarán mediciones de la deformación del panel con ayuda de flexímetros que en lo posible registren decimos de milímetro. Las lecturas se harán después de cada aplicación de carga y al momento de estabilizarse la marca. Con los valores obtenidos se trazará la curva carga-deformaciones. Si se usasen gatos hidráulicos para aplicar la carga se leerán simultáneamente los valores de presión en los manómetros aplicados al gato. En lo posible se usará una sola bomba para igualar presiones en todos los gatos.

5.6 Análisis y evaluación

Con los valores relevados en los ensayos se podrán efectuar los análisis que correspondan. Se determinarán las cargas y los momentos vinculados con las deformaciones medidas y el instante en que se presentaron saltos de deflexiones, fisuras o la rotura de la pieza.

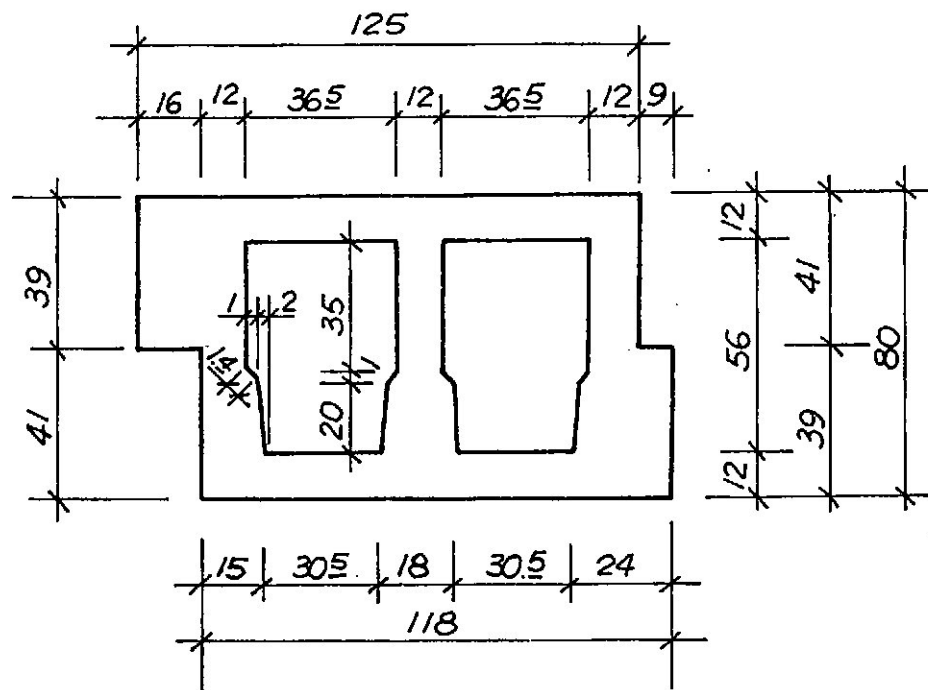
Ello permitirá:

- hallar un coeficiente de seguridad relacionando el momento de rotura con el de trabajo previsto en el cálculo de estabilidad.
- hallar los momentos, las tensiones y sus correspondientes deformaciones para cada paso de carga.

A partir de ello se estará en condiciones de evaluar el comportamiento de los paneles y establecer su grado de aptitud para el propósito previsto.

Las tareas indicadas en este último punto serán llevadas a cabo una vez recibidos los datos obtenidos durante la ejecución de los ensayos de carga realizados anteriormente.

6. CROQUIS DE LA SECCION



CAPITULO 5

PROGRAMA DE CONTROLES BATIMETRICOS EN LA ZONA DE MUELLE

1. INTRODUCCION

La construcción del nuevo muelle de Formosa sobre el Río Paraguay en las inmediaciones de la boca del Riacho de Oro, significa en cuanto a las características hidrológicas del río, el avance de una obra de margen hacia el interior del cauce.

Si bien la obra nueva no provoca reducciones importantes en la sección del río, ni crea desviaciones importantes de las líneas de corriente, no deja de constituir una modificación de las condiciones naturales del escurrimiento de las aguas. Esta circunstancia se hace más notoria en épocas de crecidas con niveles de agua más altos, cuando el río ensancha su cauce. En esos períodos, la estrangulación del cauce debida a la obra del muelle adquiere mayor envergadura.

Como consecuencia de ello, se ha considerado conveniente mantener un control de la configuración del cauce del río frente al muelle durante los próximos años, a los efectos de poder contar con mediciones y datos que permitan analizar las consecuencias que la presencia del muelle genera en las condiciones hidráulicas del río.

En particular interesa la información que de este modo pueda obtenerse en relación con los fenómenos de erosión y sedimentación a pie de muelle.

El control señalado se logrará realizando relevamientos batimétricos del cauce del río en la zona del muelle.

El programa que se detalla a continuación tiene por objeto establecer una especificación para la ejecución de dichos relevamientos.

2. ZONA A RELEVAR

La zona a relevar debe extenderse desde un sector aguas arriba del muelle hasta otro aguas abajo. El propósito de ello, es conocer las variaciones que se puedan producir en la configuración de fondo en el espacio afectado por las obras nuevas. Por otra parte, la ejecución de un número adicional de perfiles para extender el campo de investigación, no influye mayormente sobre los costos de la tarea.

Teniendo en cuenta estas consideraciones, se definirán cuatro perfiles, uno 200 metros aguas arriba del muelle, dos en el muelle distanciados también entre sí 200 metros y un cuarto perfil aguas abajo, también a 200 metros de separación. Estos perfiles deberían ser relevados muy cuidadosamente en la franja contigua al muelle y a la costa argentina

y se extenderán como mínimo hasta el medio del cauce. Sin embargo, para obtener una información más completa, resultaría conveniente cubrir todo el ancho del río hasta la margen paraguaya.

Como el propósito fundamental del reconocimiento, es disponer de datos para efectuar estudios comparativos, es necesario identificar claramente las líneas de los perfiles. Para ello se colocarán mojones y señales no removibles y de fácil ubicación en las margenes, con lo que se garantizará que las mediciones se efectuarán siempre por los mismos recorridos.

Los mojones podrán ser de hormigón con placas identificatorias, eventualmente sosteniendo caños o mástiles para facilitar su reconocimiento desde el agua.

Los puntos fijos así definidos se vincularán con alguna red planimétrica existente (IGM, Redes provinciales, etc.) con el objeto de otorgarles las coordenadas correspondientes.

También se determinarán sus cotas referidas al cero del puerto de Formosa, empotrando para ello placas con puntos salientes, lo que permitirá referir las batimetrías sucesivas a niveles constantes.

3. RELEVAMIENTO BATIMETRICO

El relevamiento batimétrico se efectuará con sonda ecógrafa montada sobre una embarcación apropiada.

Antes de iniciar las mediciones, la sonda deberá ser calibrada.

El recorrido de cada perfil se iniciará desde una margen y la densidad de mediciones será de una cada 10 metros. Para las enfilaciones se utilizarán los mástiles de los mojones y de ser necesario se colocarán mástiles secundarios que indiquen la línea del perfil.

La ubicación de los puntos de medición sobre cada perfil podrá ser realizada con teodolitos instalados en puntos de buena visibilidad, desde los cuales se operará secuencialmente.

La sincronización se efectuará con transceptores de banda ciudadana, que interconectarán la embarcación con los puestos de teodolitos.

La velocidad de registro del ecograma se fijará de acuerdo con las condiciones imperantes en el río, para una escala vertical de registro de 1:100

4. PROCESAMIENTO Y REPRESENTACION GRAFICA

Los ecogramas serán leídos e interpretados eliminando dentro de lo posible los ecos laterales.

Las mediciones serán referidas al cero del puerto de Formosa a cuyos efectos se realizarán los ajustes por alturas instantaneas del nivel de las aguas en el lugar de los perfiles.

Con los datos obtenidos se dibujarán los perfiles vinculando linealmente los puntos en escalas adecuadas que faciliten una buena lectura.

En un plano separado se dibujarán sucesivamente los perfiles relevados con indicación de las fechas. Con esta información se analizarán las variaciones de la configuración del fondo del río.

5. OPORTUNIDADES DE MEDICION

Las mediciones deberán ser realizadas durante un período superior a 5 años, que alcance en lo posible a los 10 años. Durante este lapso se efectuará como mínimo una medición anual, preferentemente en el mismo mes.

Sin embargo sería deseable la ejecución de más de un relevamiento anual y también es recomendable efectuar mediciones después de grandes crecidas.

CAPITULO 6

ANALISIS DEL SELLADO DE LAS JUNTAS VERTICALES

ENTRE LAS PLACAS PREMOLDEADAS

1. INTRODUCCION

El análisis del sellado de las juntas verticales se previó a efectos de contar con una evaluación de la eficacia de dicho sellado para evitar el escurrimiento del suelo contenido así como filtraciones de agua.

2. DESCRIPCION

Las pantallas de las obras de muelle y defensa de costa están constituidas por placas premoldeadas, cuyas caras laterales de unión entre placas tienen forma de escalón (ver Figura). Al ser colocadas, por diversas razones constructivas no siempre se logra un ensamble perfecto entre las placas, razón por la cual, luego debe disponerse un sellado posterior para evitar, como se dijo más arriba, el escurrimiento del suelo y también reducir a un mínimo las filtraciones de agua.

En las obras en cuestión, este sellado se llevó a cabo mediante la inyección de una mezcla de bentonita y cemento, efectuada mediante una lanza comenzando por el pie de la junta y luego subiendo paulatinamente a medida que se obtenía el cierre de la junta.

3. ANALISIS EFECTUADO

La evaluación de la eficacia de las juntas debió realizarse sobre la base de observaciones directas e informaciones verbales recibidas en el lugar de las obras.

La importancia de un buen sellado está dada por las consecuencias que se generarían en el caso de no obtenerse en esta tarea los resultados requeridos. En efecto, eventuales escurrimientos de suelo a través de las juntas, provocan asentamientos, socavaciones y pozos en la superficie, que afectan al plano de operación superior del muelle. Esto puede llevar a roturas de pavimento, fracturas de posibles cañerías y en el caso de existir edificaciones con fundaciones directas, pueden darse fisuras en las estructuras e inclusive puede quedar afectada la estabilidad de las mismas.

En los trabajos realizados en el muelle, se observó en general un buen comportamiento de las juntas. Si bien se desconoce la dosificación de la mezcla utilizada, restos de la misma encontrados en correspondencia con las juntas, mostraban ante una simple investigación visual, una textura y un color aceptables del material, teniendo en cuenta los fines que debe cumplir.

En las observaciones realizadas se comprobó en general la estanqueidad de las juntas, aunque en algunas pocas, la primer inyección no fué su-

ficiente para impedir la fuga del suelo. Sin embargo inyecciones posteriores cerraron esas aberturas con lo que se logró finalmente el propósito del sellado.

4. CONCLUSIONES

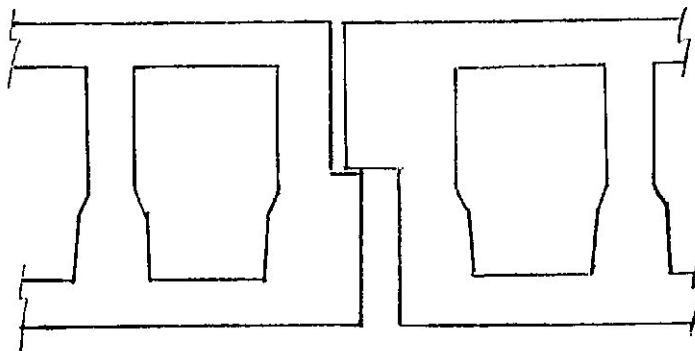
Se considera en principio que el material utilizado para el sellado de las juntas -la mezcla de cemento y bentonita- es el adecuado, si bien se desconoce la dosificación utilizada.

La Contratista expresó por su parte contar con una experiencia suficiente en este tema, dando referencias sobre trabajos similares donde se obtuvieron resultados satisfactorios.

También en líneas generales se considera adecuado el procedimiento descrito para el sellado, aunque se desconoce el procedimiento específico utilizado en cada junta.

Hasta el presente los resultados a la vista señalan un comportamiento aceptable del sellado de juntas. De producirse alguna anomalía, deberá repetirse la inyección en las juntas que muestren eventuales fallas.

Figura



CAPITULO 7

EVALUACION DE LA INFLUENCIA DE LA GEOMETRIA
DEL MUELLE SOBRE EL ESCURRIMIENTO DEL RIO

1. PROPOSITO

El propósito de esta tarea es el de analizar los informes presentados a la Inspección de Obra sobre esta cuestión y evaluar los métodos utilizados y los resultados obtenidos.

2. ANTECEDENTES

Los antecedentes que son el motivo de esta evaluación están constituidos por los siguientes dos estudios efectuados por la firma Hytsa:

- a - "Puerto de Formosa. Proyecto del Muelle de cargas generales. Informe Hidráulico Preliminar".
- b - "Muelle Nuevo. Puerto de Formosa. Diagnóstico de Funcionamiento Hidráulico y Sedimentológico del Nuevo Puerto de Formosa". Informe Final, enero 1986.

De este último estudio se analizó en particular su Capítulo 3, "Estudios Hidrodinámicos".

3. ANALISIS DE LOS ANTECEDENTES

El análisis realizado estuvo referido basicamente al estudio mencionado mas arriba bajo el punto 2.b, teniendo en cuenta que el "Informe Hidráulico Preliminar" indicado en 2.a, constituye un avance previo del "Informe Final"

En el Capítulo 3 señalado antes, se desarrollan varios temas bajo los siguientes títulos:

- Estudios hidrodinámicos
- Caudales de cálculo
- Cálculo de velocidades frente al muelle

El primero de estos puntos hace referencia a las mediciones realizadas con el objeto de conocer el comportamiento hidrodinámico del río.

En el segundo se establecen caudales de cálculo, tomándose por un lado los valores del estudio sobre el Río Paraguay de 1972 (Laboratorio de Wallingford) y una estimación propia para la máxima creciente registrada. Dichos valores son respectivamente:

- 3.500 m³/s, altura hidrométrica entre +4,3 y +6,4 m.
- 10.500 m³/s, altura hidrométrica + 10,78 m.

En el tercer punto se explican los procedimientos de cálculo empleados para la determinación de las velocidades frente al muelle, se describe

la geometría del muelle y se determina el campo de velocidades para diferentes geometrías del sector aguas arriba del muelle.

4. COMENTARIOS

De la documentación tenida a la vista no surge para que caudal fueron realizadas las mediciones de velocidad, si bien se informa que la campaña fué realizada en proximidades del pico de 1984. De acuerdo con las planillas agregadas de frecuencia de alturas del hidrómetro Puerto Formosa, la altura del río debe haberse encontrado alrededor de la cota + 7,00 en oportunidad de las mediciones.

Los valores obtenidos tienen por tanto una representatividad limitada.

Los métodos de cálculo y las recomendaciones utilizadas para la determinación de la geometría del muelle y sus consecuencias sobre el comportamiento del río, fueron las usuales para estos casos. Los resultados obtenidos dentro de las limitaciones de los datos de base, son por tanto aceptables.

Sin embargo cabe señalar que no se analizaron tres aspectos:

- a - las velocidades para niveles extremos del río.
- b - la influencia de la reducción de sección originada por la presencia de embarcaciones amarradas de el muelle con niveles bajos del

río, que provoca aumentos de velocidad en las corrientes del agua que escurre por debajo del casco.

c - la influencia de las acciones de las hélices de las embarcaciones.

Si bien estos tres aspectos aquí señalados seguramente no tienen ninguna influencia sobre la geometría del muelle, pueden sin embargo modificar las condiciones del fondo del río en relación con las erosiones posibles en él.

5. CONCLUSIONES

Los estudios evaluados ofrecen la información suficiente para la recomendación y justificación de la geometría del muelle adoptada finalmente en obra.

En cuanto a los posibles fenómenos de erosión a pie de muelle, no permiten arribar a resultados definitivos.

CAPITULO 8

EVALUACION DE PROPUESTAS PARA LA PROTECCION DE LA RIBERA

1. OBJETO

El objeto de este estudio es el análisis y evaluación técnica de las propuestas para la protección de la ribera aguas arriba del muelle presentadas por la Contratista.

2. ANTECEDENTES

Los antecedentes recibidos comprenden las presentaciones elevadas por la Contratista con notas 93/86 y 94/86 del 5 y 16 de junio de 1986 respectivamente a CO.DE.FOR. Esta documentación contiene una muy breve descripción de las variantes de proyecto con sus respectivos planos y planillas de cómputo y presupuesto.

3. ANALISIS DE LOS ANTECEDENTES

Las variantes de protección presentadas son las siguientes:

- a - dique o albardón de material homogéneo convenientemente protegido.
- b - escollera de protección
- c - muro de hormigón (pared diafragma)

La documentación técnica agregada se reduce a tres planos, uno por variante, y una brevísima descripción.

La variante "a" es técnicamente aceptable en cuanto a su sección transversal. Es mas bien excesiva en sus dimensiones y en su especificación de compactación para obtener un alto grado de impermeabilidad. El propósito de evitar la entrada del agua al recinto portuario constituido por relleno de arena, puede lograrse en buena medida con este tipo de soluciones. Sin embargo no puede asegurarse con esta obra, ya que solo cierra un sector relativamente corto del area de puerto, dejando abierta la posibilidad del ingreso del agua por otros sectores, por ejemplo los terrenos ubicados detrás del puerto.

Por lo tanto, la variante "a", si bien técnicamente no objetable, es excesiva y debería por tanto ser reestudiada con el objeto de reducir el costo.

La variante "b", no es aceptable en la forma en que se encuentra representada en el plano correspondiente. En efecto, se ha previsto un terraplén superior apoyado parcialmente sobre un terraplén inferior de "material homogéneo compactado (arcilla)". Este terraplén a su vez descansa sobre una capa de piedra que a su vez se apoya sobre un manto de piedra partida.

Las objeciones técnicas que se observan son:

- 1 - el terraplén inferior de arcilla no cuenta con ninguna protección de talud exterior, lo que inevitablemente llevará a su paulatina destrucción por la acción erosiva de las aguas.
- 2 - las piedras que apoyan en el coronamiento del terraplén inferior, al no existir capas de filtro, penetrarán en la arcilla y tenderán a migrar a través de ella.
- 3 - tampoco hay una sucesión de capas de filtro en la base del terraplén inferior, por lo que la arcilla irá ocupando sucesivamente los espacios vacíos de las capas de piedra partida, dando lugar a asentamientos.

Por los aspectos señalados la variante "b" no resulta aceptable como solución de protección de ribera.

La última variante "c" propone una pantalla de hormigón del tipo utilizado para la construcción del muelle. Desde el punto de vista técnico esta solución no ofrece inconvenientes de ser aplicada.

4. CONCLUSIONES

Del análisis técnico efectuado cabe concluir que las variantes "a" y "c" son aceptables en tanto que la "b" no lo es. Mas allá de este as-

pecto se observa que los presupuestos agregados muestran un menor precio para la variante "c". A este respecto puede afirmarse, que la ejecución de las obras con esta variante contaría con la ventaja de utilizar el mismo sistema constructivo y los mismos equipos empleados en la obra de muelle.

No obstante quedaría aún la posibilidad de solicitar a la Contratista una propuesta adicional con una protección de costa basada en capas de recubrimiento de piedra, pedregullo, manto geotextil, etc, extendidas sobre el talud natural de la arena de relleno del recinto portuario. Con esta variante podría obtenerse eventualmente una reducción del costo de obra.

CAPITULO 9

DESPLAZAMIENTO DEL MURO EN EL SECTOR CENTRAL

1. ANTECEDENTES

En octubre de 1986 un sector de la defensa de costa de la ciudad de Formosa que se hallaba en construcción y todavía no estaba sometido a carga, sufrió un corrimiento como consecuencia de un deslizamiento de talud localizado en ese lugar. Ese hecho fué comunicado por la Contratista a la Inspección de Obras mediante Nota de Pedido N° 597 del 31-10-86.

En el marco del contrato "Asesoramiento a CO.DE.FOR - Inspección de Obras Defensa de Costas y Muelle Frontal en la Ciudad de Formosa" (Exp. 1238), fuí invitado a participar de una reunión en Formosa el día 6-2-87, a los efectos de prestar un primer asesoramiento referido a la propuesta elevada por la Contratista (Nota N°125/86 del 22-12-86) para resolver el problema planteado por dicho deslizamiento.

En esa circunstancia me fué entregada una carpeta con la documentación descrita más abajo, a los efectos de poder expresar mi opinión tras una primera lectura general. Dicha opinión consta en el acta de la reunión arriba indicada.

Respondiendo a uno de los puntos del acta, se ha preparado ahora el presente informe con el objeto de ampliar el asesoramiento anterior.

2. ANTECEDENTES CONSULTADOS

Los antecedentes y la documentación elevados por la Contratista que tuve a la vista son los siguientes, enumerados según el orden establecido en la carpeta recibida:

- Informe del Ing. Contesti (11-1-87)

- Nota N°154/87 de la Dirección Nacional de Construcciones Portuarias y Vías Navegables (27-1-87).
- Notas de Pedido de la Contratista N°597 (31-10-86), N°608 (24-11-86), N°609 (26-11-86) y Notas N°120/86 (28-11-86), N°122 (12-11-86) y N°125/86 (22-11-86). Con esta última se adjunta una amplia documentación que se detalla más abajo.
- Ordenes de Servicio de la Inspección N°253 (10-11-86), N°254 (24-11-86), y N°255 (28-11-86).

La documentación agregada a la Nota N°125/86 de la Contratista es la siguiente:

- Memoria descriptiva (fs. 4 a 11).
- Informe Técnico-jurídico (fs. 12 a 18).
- Informe "Evaluación de alternativas de proyecto" del Ing. Oscar A. Varde del 18-12-86 (fs. 19 a 22).
- Encuadre jurídico sobre el particular (fs. 23 a 25).
- Anexo I: Estudios geotécnicos correspondientes al "Estudio y Proyecto de Defensa de Costas en la Ciudad y Puerto de Formosa" del C.F.I. 1982; Tomo III, Capítulo 5 (fs. 26 a 65).
- Anexo II: Estudio de Suelos y Fundaciones - Puerto de Formosa Muelle y Defensa de Costa de Torres y Vercelli, enero 1985 (fs. 66 a 102).
- Anexo III: Estudio de Suelos y Fundaciones - Defensa de Costa de Torres y Vercelli, noviembre 1986 (fs. 103 a 134).
- Anexo IV: Estudio de Suelos y Fundaciones - Defensa de Costa de Torres y Vercelli, Informe Complementario, diciembre 1986 (fs. 135 a 149).
- Anexo V: Plano general de la obra de defensa de costa - Zona de desplazamiento de pared.
- Anexo VI: Fotografías ilustrativas sobre el particular (fs. 150 a 153).

- Anexo VII: Ubicación de los sondeos correspondientes a los tres primeros programas de investigaciones geotécnicas (1°: CFI - 1982, 1ra. etapa; 2°: CFI - 1982, 2da. etapa; 3°: Torres y Vercelli, enero 1985).
- Anexo VIII: Situación y acompañamiento de las placas desplazadas en los trechos 2, 3 y 4 Plano.
- Anexo IX: Solución adoptada: Encofrado en trecho 2. Plano
- Anexo X: Análisis de estabilidad del dique, trechos 2 y 3 - Método de Bishop. Plano.
- Anexo XI: Memoria de cálculo del subtrecho 2-1 (fs. 159 a 174).
- Anexo XII: Memoria de cálculo del subtrecho 2-2 (fs. 176 a 188).
- Anexo XIII: Memoria de cálculo del subtrecho 2-3 (fs. 190 a 201).
- Anexo XIV: Análisis de estabilidad del dique (fs. 203 a 241).

3. PROPOSITO

El propósito de este informe es el de emitir un primer análisis técnico sobre la documentación presentada y ponerlo a disposición de la Inspección de Obras. Esta tarea debió llevarse a cabo en un plazo sumamente reducido. Con ese objeto se efectuó una rápida lectura de la documentación centrada sobre los puntos más importantes del problema.

El análisis que sigue se refiere en primer lugar a la cuestión de los suelos en la costa de Formosa, en segundo lugar a las investigaciones efectuadas, luego al estudio de las causas que provocaron el deslizamiento y por último a la propuesta técnica de la Contratista.

4. LOS SUELOS DE LA BARRANCA

La margen del Río Paraguay donde se encuentra la ciudad de Formosa, se caracteriza por un proceso de degradación de larga data que dió lugar a una variada gama de soluciones aplicadas con mayor o menor éxito desde princi-

pios de siglo. No solo hay antecedentes documentales al respecto, sino fundamentalmente una gran cantidad de obras y trabajos realizados así como testimonios importantes de la degradación, como derrumbes de galpones, vías férreas, tablestacados, etc.

A este respecto se dijo en el estudio del CFI de 1982 en el punto 1.1 del tomo III:

« La barranca está sufriendo un proceso de degradación, que se viene observando desde hace mucho tiempo y que intentó remediarse en varias oportunidades. El fenómeno se produce por deslizamientos localizados de cuñas de suelo que caen en el lecho del río provocando el consiguiente retroceso de la barranca.

Los suelos desmoronados luego son arrastrados por el río, lo que impide la formación de un talud de equilibrio. Hay entonces una permanente socavación en el pie del talud, que si bien no parece ser la causa primera de los deslizamientos, contribuye a que el fenómeno del deslizamiento se perpetúe ya que no permite alcanzar un estado de equilibrio. »

Este problema era largamente conocido en la zona, particularmente por las personas vinculadas con el puerto, cuando se efectuó el estudio señalado. En varias oportunidades se habían intentado acciones para resolverlo como se afirmó antes.

En efecto, en el mismo Tomo, punto 1.3 se expresa:

« El desmoronamiento de la barranca en Formosa se viene produciendo desde hace muchos años en Formosa. Los antecedentes disponibles revelan al menos que la Dirección Nacional de Construcciones Portuarias y Vías Navegables ya hace unos 50 años debió enfrentarse con este problema y buscarle soluciones.

En esa época el puerto tenía un movimiento de cierta importancia, por lo que las obras eran tan necesarias como justificables. Posteriormente la actividad portuaria fue declinando hasta pocos embarques mensuales de re

ducido volumen. Con ello paralelamente se fue perdiendo la necesidad de la protección y su justificación económica. Más aún, la mayor parte de las obras de atraque se fueron derrumbando sin que se procediera a su reparación o mantenimiento.

El problema de la degradación de costa originó en diferentes circunstancias la búsqueda de soluciones técnicas adecuadas para poner fin al mismo. »

Entre esas soluciones se mencionan tablestacados de madera, tablestacados metálicos, escollerado de piedra, protección de talud y talud de equilibrio.

El estudio del CFI puntualiza que el fenómeno de la degradación de costa se produce esencialmente en el sector comprendido entre la Prefectura y la Compañía Argentina de Quebracho (Unitan). En efecto, en el punto 2.2 del tomo III se dice:

« El sector primario es aquel donde se están produciendo los más graves fenómenos de degradación de costa y donde las consecuencias son de mayor importancia.

Este sector está comprendido entre la Prefectura y la Compañía Argentina de Quebracho La Formosa.

A lo largo de este sector el fenómeno de degradación se presenta con intensidad parecida.

Aún cuando en algunos puntos los derrumbes actualmente son más marcados, podemos afirmar que todo ese tramo se comporta de manera casi uniforme.

Sin embargo las consecuencias que provoca la caída de la barranca no alcanzan igual gravedad en el desarrollo del sector. En la primera parte (galpón "C") se encuentran las instalaciones portuarias en servicio. Luego sigue un área abandonada hace mucho tiempo (ex galpón "B") fuertemente afectada por la erosión, y a continuación se encuentra el galpón "A" fuera de uso por haber cedido sus bases y con deformaciones no-

tables que aconsejan su demolición.

De ahí en más ya no hay instalaciones portuarias útiles. Quedan ramales ferroviarios que sirvieron antiguamente a espigones de atraque hoy destruidos, que parcialmente están descalzados, pero que en definitiva ya no tienen uso alguno. Solo debe considerarse allí la proximidad de la calle paralela a la costa hasta la altura de la calle Entre Ríos. »

Este problema de los suelos fué en su oportunidad decisivo para la elección del diseño de obra adoptado por el CFI para el proyecto de la defensa de costa. Cualquier otro proyecto alternativo también debió tener en cuenta esta cuestión.

5. LAS INVESTIGACIONES DE SUELOS

Las investigaciones realizadas a lo largo de la traza de la defensa de costa de las cuales se tiene conocimiento, son las siguientes:

5.1 Correspondientes al estudio del CFI (1982).

- a - Primera etapa: cinco perforaciones
- b - Segunda etapa: cinco perforaciones

5.2 Ordenados por la Contratista

- a - Torres y Vercelli: siete perforaciones (enero 1985)
- b - Torres y Vercelli: once perforaciones sector entre calles Brandsen y Fotheringham y una frente a la fábrica Unitan (noviembre 1986).
- c - Torres y Vercelli: tres perforaciones en la zona de deslizamiento, una perforación cerca de Unitan (diciembre 1986).

Estas investigaciones tienen las siguientes características:

- * Del CFI (5.1): Profundidades de sondeo: 30 mts.

Ensayos en laboratorio:

- características físicas
- características mecánicas mediante ensayos triaxiales de muestras de suelos cohesivos.

* Del Contratista (5.2): Profundidades de sondeo

"a": 20 mts

"b": 15 mts

"c": de 5 a 25 mts.

Ensayos en laboratorio:

- "a": - características físicas
- características mecánicas mediante ensayos triaxiales y de consolidación.

"b" y "c": solo características físicas

Al respecto caben los siguientes comentarios:

- 5.3 Los estudios del CFI tuvieron por objeto definir el proyecto, esto es el diseño de las obras y la verificación de su estabilidad. A este fin respondieron la densidad de las perforaciones y el tipo de ensayos. Sin embargo dada la complejidad del problema, se incluyó en las especificaciones (Tomo I, Capítulo 2) la Sección 3 referida especialmente al tema "Replanteo y Estudio geotécnico". En ella se establece bajo el punto 3.3.1:

“ Se realizarán perforaciones de profundidad media hasta cota - 20 metros referida al Cerro del Puerto de Formosa, ubicadas sobre el eje de la obra de defensa a distancias de 50 metros entre sí.

Las perforaciones serán de diámetro 4,5" y por cada metro que se descienda, se efectuarán ensayos de penetración dinámica normalizados S.P.T. El registro de los valores N corresponderá al número de golpes para hincar la cuchara los últimos 30 cm.

En cada metro de sondeo se extraerá una muestra del suelo mediante sacamues-

tras con tubos plásticos de 47 mm. de diámetro, que luego serán sellados, identificados y enviados para su análisis al laboratorio.

Para cada sondeo se determinará la cota del terreno natural.

El Contratista proveerá, operará y mantendrá todos los equipos necesarios para realizar las perforaciones, y tendrá a su cargo todo el personal técnico y de apoyo que requiera este trabajo. »

Luego en el punto 3.3.2 se indican los ensayos a realizar para obtener las características físicas y mecánicas de los suelos.

- 5.4 Los estudios indicados en 5.2,a fueron ordenados por la Contratista con el objeto de elaborar el proyecto constructivo.
- Su ejecución evidentemente no tuvo en cuenta las especificaciones arriba señaladas. Tampoco tuvo en cuenta recomendaciones internacionales, en lo referido a la alineación, densidad y profundidad de perforaciones. Por ejemplo, las especificaciones japonesas "Technical Standars for Port and Harbour Facilities" de 1980, dicen que los intervalos entre puntos de investigación en estudios detallados para proyecto, deben ser en el eje de la obra:
- a) con estratificación uniforme tanto horizontal como verticalmente:
 - perforaciones: de 50 a 100 mts.
 - sondeos: de 20 a 50 mts.
 - b) con estratificación compleja:
 - perforaciones: de 10 a 30 mts.
 - sondeos: de 5 a 10 mts.

Los estudios indicados en 5.2.b y 5.2.c fueron ordenados una vez producido el deslizamiento para un mejor conocimiento de este sector.

Llama la atención que en esta oportunidad no se haya ordenado la ejecución

de ensayos triaxiales, que son esenciales y necesarios para determinar las características resistentes y los parámetros de cálculo del suelo, particularmente en el caso de suelos cohesivos de la complejidad que aquí se presentan y teniendo en cuenta la gravedad del problema planteado.

6. CONCLUSIONES DE LOS ESTUDIOS DE SUELO

A continuación se resumen las conclusiones a que se arribó en los distintos estudios de suelo efectuados.

6.1 CFI

En el tomo III, capítulo 5, punto 3.5 dice:

« Tanto del estudio geotécnico anterior como del presente se desprende que los sedimentos que integran el subsuelo de las barrancas ubicadas sobre la margen derecha del río Paraguay a la altura de la ciudad de Formosa pueden dividirse en dos grandes estratos:

Un manto arcilloso (con algo de arena) de alta y moderada plasticidad de compacidad creciente con la profundidad (con concreciones calcáreas dispersas), que se extiende hasta niveles ubicados entre los 14,50 m y los 23 m aproximadamente, a partir de los cuales aparece:

Un manto de arenas limosas densas a muy densas, con intercalaciones de limos arenosos.

En cuanto a los parámetros de corte, ambos estudios asignan valores muy bajos al ángulo de fricción interno, el cual oscila alrededor del valor $\phi = 4^\circ$ para las arcillas. Además, arrojan valores elevados para la cohesión, cuyo promedio es aproximadamente $C = 1,1 \text{ kg/cm}^2$.

Es asimismo elevada, en general, la plasticidad, acercándose el valor máximo del índice de plasticidad a 25. »

En relación con el problema concreto de la degradación de costa dice en el mismo capítulo, punto 2.1.1.:

« Las fallas que se producen por deslizamientos superficiales provocados por fuerzas naturales que tienden a hacer que las partículas y porciones del suelo próximas a la superficie superior del talud se deslicen hacia abajo por erosión ocasionada por arrastres de agua, viento, etc. en los taludes, resultan generalmente frecuentes y abarcan áreas de relativa importancia actuando en períodos de tiempo impredecibles haciendo prácticamente imposible efectuar cualquier análisis teórico.

A pesar de que los deslizamientos pueden ocurrir como consecuencia de estos diversos fenómenos las características morfológicas generales que presentan son similares.

La rotura inicial va precedida de la formación de grietas en la región superior del talud o más allá de su cresta. Estas grietas son posteriormente rellenadas por aguas preferentemente de origen pluvial que al ser incorporadas a los suelos modifican su consistencia y debilitan la resistencia del suelo al esfuerzo cortante provocando en consecuencia su deslizamiento por acción de las fuerzas gravitacionales.

Los fenómenos descriptos suelen ser frecuentes en las laderas naturales pero resulta muy raro que se produzcan deslizamientos en toda la longitud del talud. Aunque estos sean uniformes, de gran longitud y altura constante los deslizamientos se producen, por lo general en zonas aisladas separadas por largos intervalos. »

6.2 Contratista

En el estudio 5.2.a dice con respecto a la conformación del perfil geotécnico lo siguiente (fs. 71).

« En cuanto al sector correspondiente a la defensa de costa, analizado con perforaciones ubicadas en tierra, con cotas superiores, por lo tanto, a las del río, y en general en la cresta de la barranca actual, o algo más abajo, se ha interesado un

tente manto de suelos arcillosos, con espesor un tanto variable, menor hacia el sector norte.-

Los suelos superiores son arcillas de mediana y alta plasticidad, (CL y CH), cuya diferencia es a veces muy mínima pues difiere, para la clasificación, en pequeños valores de los límites, generalmente del líquido. Estos suelos arcillosos apoyados a diferentes cotas sobre arenas limosas, (SM), también con diferente potencia, y, en algunos lugares, con interposiciones de suelos arcillosos de plasticidad media, (CL), (SDC 4 y SDC 18).»

Con respecto a las características de los suelos dice (fs. 72 y 73):

« Los parámetros necesarios para el cálculo de las obras objeto de este trabajo, pueden derivarse de los gráficos y registros presentados y de los resultados de los ensayos especiales, de consolidación y triaxiales, que indicamos en hojas separadas de este informe.-

En el sector del muelle, donde las arenas son en general medias, recomendamos, genéricamente, considerar para las arcillas un ángulo de fricción $\phi = 32^\circ$, válido para los mayores valores de N. En el sector de defensa de costa, para las arenas densas o muy densas puede tomarse $\phi = 35^\circ$ y $\phi = 30^\circ$ para aquellas arenas de menor densidad relativa, SDC - 18. Los parámetros de cálculo para los suelos arcillosos pueden elegirse en función de los resultados de los ensayos triaxiales.-»

La planilla correspondiente a los ensayos triaxiales consigna (fs. 74) dos valores de cohesión y fricción interna de las arcillas en la zona de defensa de costa con valor de C_u y ϕ_u de 0,3 y 0,4 Kg/cm². y 7° y 13° respectivamente. Estos valores reflejan en conjunto características resistentes parecidas a las obtenidas en el estudio del CFI.

Los estudios 5.2.b y 5.2.c resumen en este último (fs. 141) una comparación entre ellos y el 5.2.a. Esta comparación indica que los suelos encontrados en la zona de deslizamiento en los últimos estudios no muestran diferencias ni modificaciones sorprendidas con respecto al primer estudio que sirvió de base al proyecto.

En efecto, puede leerse allí lo siguiente cuando se comparan resultados entre perforaciones vecinas del primer estudio con los dos últimos:

«Las arcillas subyacentes, en ambas, y la secuencia estratigráfica, son, en general, similares, pero en el caso actual, la consistencia es más blanda.»

«:y más abajo la secuencia estratigráfica arcillosa es equivalente a la de SDC8, aunque en general las consistencias son también / algo más blandas.»

«En esta hay limos no plásticos que no aparecían en SDC11 entre + 6,10 m. y + 3,10 m., y por debajo hay una potencia mayor de arcilla plástica, (CH), con consistencias similares.»

«Entre P16 y SDC15, ubicadas con una diferencia de cotas de 3,80 m., más baja P16, la secuencia estratigráfica es equivalente, pero también la consistencia es menor en P16.»

Entre P11 y SDC18, más baja, en este caso. SDC18, con una diferencia de 0,85 m., se puede hablar de una relativa equivalencia entre ambas perforaciones, siendo, en algunos niveles menos consistentes las arcillas encontradas en SDC18.»

6.3 Conclusión

Todas las investigaciones de suelo realizadas a lo largo de la traza de la defensa de costa coinciden en sus resultados de un modo perfectamente aceptable para este tipo de investigaciones en todas sus partes, esto es en lo que hace a la estratigrafía, las características físicas y las ca-

racterísticas mecánicas de los suelos. No quedan dudas sobre la mala calidad resistente de las arcillas que configuran el potente manto superior de 20 a 25 mts. de espesor.

7. LA CAUSA DEL DESLIZAMIENTO

El deslizamiento producido en el sector central de la defensa de costa se suma como fenómeno de inestabilidad de suelos a los deslizamientos ocurridos en épocas anteriores, y como tal había sido previsto ya en el estudio del CFI de 1982.

La configuración propia de la barranca, así como los derrumbes que a simple vista pueden observarse en ella, algunos evidenciando consecuencias tan serias como desmoronamientos de edificios, de obras de contención, de vías férreas, etc. revelan la elevada posibilidad de que tales deslizamientos puedan producirse en cualquier tramo de la traza de la defensa de costa.

El estudio de suelos del CFI señala esa posibilidad de un modo específico (ver citas en hojas 5 y 9).

Más aún, en el punto 1.1 del Capítulo 1 del tomo III de ese estudio, se intentó explicar con una primera aproximación las razones del fenómeno. Allí dice:

“ Los deslizamientos se generan por fisuras internas del suelo, que pueden observarse ocasionalmente en el coronamiento de la barranca. Estas fisuras se extienden a lo largo de planos curvos separando cuerpos de suelo del resto de la barranca. Al producirse esta separación, el cuerpo o cuña pierde la capacidad de mantenerse adherido por cohesión, y por su propio peso tiende a deslizarse originando en un primer momento a lo largo de la falla, fuerzas de fricción que se oponen al movimiento. Pero como el ángulo de fricción interna de estos suelos en Formosa es sumamente bajo, las fuerzas de fricción disponibles son bajas y la cuña termina por desmoronarse.

El análisis de todos los antecedentes nos lleva a considerar dos posibles causas de la formación de fisuras y planos de deslizamiento:

- a- Las características físicas de los suelos que forman los mantos arcillosos revelan variaciones de volumen importantes para diferentes contenidos de humedad. A mayor humedad los suelos se expanden, a menor humedad se contraen.

De tal forma al secarse los suelos se fisuran ya que no resisten las tensiones de tracción. Luego al humedecerse se vuelven a expandir, en tal caso pueden llegar a cerrar la fisura, pero ya no se produce una nueva adherencia por cohesión, el plano de rotura se mantiene como falla del suelo. Más aún, si la expansión sigue aumentando, la cuña se apoya en esa falla y crece hacia el lado libre, pudiéndose profundizar la falla. En una nueva contracción el proceso sigue avanzando hasta que finalmente se produce el desprendimiento.

Podemos admitir entonces que son los cambios de humedad los que en principio generan las fisuras.

Estos cambios de humedad se presentan normalmente en los estratos superiores de la barranca, ya sea por las variaciones de nivel de agua del río, como por acción de las lluvias, este último caso agravado por ciertas concentraciones de aguas pluviales debidas a la falta de desagues.

- b- La acción del río, que por un lado arrastra los suelos desmoronados impidiendo la formación de un talud suficientemente tendido, en el cual por razones geométricas las cuñas de deslizamiento van asumiendo formas cuyos pesos se reducen y cuyas fuerzas de fricción aumentan hasta alcanzar el equilibrio.

Por otro lado no se descarta la posibilidad de una erosión de talud. Esto significa que además de trasladar el material desmoronado el río puede estar efectuando una remoción de las partículas del suelo en la superficie del talud, lo que contribuirá también a un retroceso de la barranca.

Al respecto observamos que los mantos arcillosos son de partículas muy finas, cuyo transporte por acción de las corrientes del río puede producirse a velocidades relativamente bajas, que sin duda se presentan en esos lugares.

Sin embargo este último fenómeno no parece ser de una gran preponderancia en la degradación de costa. Se trata a su vez de un proceso habitual en los ríos para cuya corrección se han desarrollado diversas soluciones. »

Los antecedentes provistos por la Contratista con posterioridad al deslizamiento referidos a la descripción de sus causas, no coinciden con el enfoque sustentado por el CFI. En ellos se observan dos posiciones contradictorias: la primera expresa no poder dar ninguna explicación del fenómeno ocurrido y la segunda intenta reducir el fenómeno a un problema estrictamente localizado sin ofrecer una justificación técnica aceptable.

Con respecto a la primera podemos citar:

a - Informe del Ing. Oscar A. Varde (18-12-86) a fs 22:

« A efectos de evitar al máximo cualquier problema futuro que pueda afectar la pantalla en las zonas de alternativa, se recomienda implementar un sistema de registro adecuado que permita detectar los probables movimientos de los terraplenes que se construyan debido a la ocurrencia de probables anomalías del terreno no detectadas. En caso de registrarse algún tipo de desplazamiento o deformación en los terraplenes de magnitud significativa, debe detenerse la construcción e investigar en detalle las causas que lo originan. »

Se interpreta que la investigación futura de detalle de las causas que originaron el fenómeno responde a la imposibilidad de explicarlas en este momento.

b) Informe de Torres y Vercelli (diciembre 1986) a fs 142:

« Es difícil poder concluir con precisión / cual ha sido la génesis del fenómeno producido, pues los datos que se tienen no permiten una visión completa de la situación preexistente y marcan hechos imprevistos. También los factores desencadenantes de un deslizamiento pueden ser varios, y el seguimiento de la obra, previo a ese hecho, puede aportar datos que invaliden otros supuestos. - »

Frente a estas expresiones de reconocidos profesionales especializados en mecánica de suelos, la Contratista intenta por su lado la siguiente explicación del hecho.

En el punto 4.2.1 de la memoria (fs. 10) dice:

« El análisis de estos sondeos complementarios constatan la presencia de dos zonas con suelos muy blandos y compresibles y de / baja resistencia al corte. Es importante enfatizar que solamente / se podría tener detectado la presencia de estas dos zonas desfavorables con la ejecución de sondeos muy próximos. El suelo de fundación, por ejemplo, a menos de 20 m de estas zonas se presenta / con condiciones semejantes a las conocidas anteriormente y sin // problemas para garantizar la seguridad de la pared de contención proyectada por la UTE.

Solamente estos sondeos detectaron la presencia de una camada arcillosa oscura que se encuentra abajo del pié de la pared proyectada en el sondeo P4. El sondeo P 8 presentó valores de los índices de penetración extremadamente bajos hasta la cota -5. Estas características permitieron, como se irá a demostrar en el estudio de la estabilidad general, la ocurrencia de los movimientos en //

cuestión que trasladaron los elementos premoldados de la pared de más de 2,0 m en dirección al Río Paraguay. Esta camada fatalmente provocaría la ruptura de los elementos de la "cofferdam" que / estaban previstos en el Proyecto Licitatorio. »

Y en el punto 4.2.2 (fs. 11) dice:

« .Las conclusiones de este estudio son; que / la presencia de la camada arcillosa oscura provocó los movimientos de la pared y el valor de su resistencia al cisallamiento no drenado, debe alcanzar niveles tan bajos hasta 0,1 Kg/cm², / o sea, del orden del 20% de los menores valores determinados en ensayos de laboratorio. »

Según el relato transcrito que carece de argumentos técnicos detallados, la causa aparente del deslizamiento habría sido la presencia de un manto ("camada") arcilloso oscuro debajo del pie de la obra a la altura del sondeo P4 y de bajos valores de penetración en el sondeo P8.

Esta misma hipótesis se repite casi textualmente en el Informe del Ing. Oscar A. Varde (fs. 021) en el punto 3, quien previamente aclara en el punto 2 que las razones técnicas del deslizamiento están en el informe de la Contratista:

« En la zona donde se produjeron los deslizamientos de tierras y corrimientos de la pantalla en construcción, los estudios geotécnicos de verificación realizados por Torres y Vercelli, efectuados especialmente en áreas muy delimitadas, detectaron diferencias notorias en el perfil del subsuelo con respecto a las condiciones típicas del terreno definidas en todas las investigaciones anteriores. Estas anomalías se encuentran en zonas de reducida extensión por lo cual no pudieron

ser detectadas por las investigaciones precedentes a pesar de que las mismas tuvieron un alcance de detalle adecuado para el tipo de obras como el presente, a la luz de los resultados congruentes obtenidos. Sólo como consecuencia de los problemas ocurridos pudieron ubicarse sondeos específicos en las zonas anómalas que se encuentran fundamentalmente en los sondeos N° 4 y 8, donde aparecen arenas de compacidad muy suelta hasta cota del orden de -3, que apoyan sobre un manto de arcillas oscuras muy blandas. »

Como puede observarse, la explicación de las causas del fenómeno aparece según esta hipótesis como una característica de los suelos detectados en ciertos niveles de los sondeos 4 y 8.

Entendemos que esta presunción no explica las causas del fenómeno por las siguientes razones:

- a - el deslizamiento no se produjo exclusivamente en los lugares correspondientes a los sondeos 4 y 8 sino que se extendió sobre una longitud mucho mayor interesando también las zonas donde están ubicados los sondeos P6, P9, P10 y P12. De modo que el fenómeno ocurrido no puede ser explicado haciendo referencia solo a los resultados de aquellos sondeos.
- b - la serie de sondeos 3, 4 y 5 se ha ubicado en un lugar donde presumiblemente exista un viejo cauce de arroyo. Esos sondeos no pueden considerarse representativos porque se encuentran muy distantes del tramo donde se ha producido el mayor deslizamiento (altura calle Fothernigham y galpón "A").
- c - Comparando los perfiles correspondientes a las perforaciones P2, P3, P9, P10, P12, P13, P14 y P15, no se encuentran en general ni en los niveles presuntamente débiles variaciones tan sustanciales con respecto a P4 y P8 que permitan atribuir el fenómeno del deslizamiento a una causa estrictamente localizada en estos últimos sondeos.

d - Es más: los sondeos del primer estudio de la Contratista de enero 85 identificados con SDC-8 y SDC-11 cercanos al lugar del deslizamiento, tampoco difieren mayormente en sus resultados con los sondeos arriba indicados. Esto mismo se afirma en el estudio de Torres y Vercelli de diciembre 86 (ver citas en hoja 12).

Como conclusión puede afirmarse que el estudio del CFI anticipó la posibilidad de deslizamientos e intentó dar una explicación del fenómeno, cuya confirmación definitiva y evaluación cuantitativa requerirá una investigación adicional. Básicamente dicha explicación apunta a las consecuencias que provocan los cambios de humedad en las arcillas altamente plásticas que conforman la barranca. Estos fenómenos en principio se extienden a lo largo de toda la traza de la defensa de costa con mayor o menor intensidad, como lo demuestra inequívocamente la historia de los derrumbes en la barranca.

En cambio, las razones aducidas por la Contratista señalan como causa del deslizamiento aparentes características muy localizadas de los suelos que no explican la razón del fenómeno donde dichas características no se presentan.

Si bien será necesario profundizar la investigación para determinar con la máxima certeza las razones del deslizamiento, puede afirmarse que la hipótesis sustentada por la Contratista no se apoya en argumentos técnicos suficientes para ser aceptada. Tampoco puede ser aceptada la presunción expresada por la Contratista en relación con la inestabilidad del proyecto original del CFI. Cabe señalar que este proyecto tuvo en cuenta desde el primer momento para la concepción del diseño este fenómeno del deslizamiento fenómeno que por el contrario no fué considerado por la Contratista en ninguna oportunidad.

8. LA VARIANTE PROPUESTA

La Contratista presenta una variante para reemplazar la obra prevista en

su proyecto en las zonas donde se produjo el deslizamiento.

Al respecto caben los siguientes comentarios.

- 8.1 La explicación de las causas del deslizamiento ofrecida por la Contratista es contradictoria, técnicamente infundada no cubre todos los tramos donde se produjo el problema.
- 8.2 La falta de una explicación aceptable hace imposible evaluar la bondad de la variante, ya que tanto su diseño como la verificación de su estabilidad no responden a un fenómeno cuyos orígenes - a nuestro juicio - todavía no han sido considerados por la Contratista.
- 8.3 La Contratista utiliza en sus cálculos de verificación de la estabilidad de la defensa de costas parámetros que deben ser rechazados.

En el cálculo de su proyecto original utilizó los siguientes valores (fs. 008):

- Cohesión: $C' = 0$ (cero)
- Angulo de fricción: $\phi = 33^\circ$ (treinta y tres).

Estos valores son típicos de arenas bien graduadas pero totalmente inaceptables para las arcillas existentes en la zona. En la adopción de esos valores no se tuvieron para nada en cuenta las indicaciones y los resultados obtenidos en los estudios geotécnicos del CFI y de la Contratista (Torres y Vercelli - Enero 85).

Al adjudicar al suelo los parámetros señalados se ha cometido un grave error en el cálculo de las estructuras, ya que se consideró un terreno con características mecánicas y resistentes muy superiores a las reales.

Resulta obvio que suelos de mejores características exigen obras menores y menos costosas, pero si en la realidad tales características resultan peores que las previstas, las obras se tornan menos seguras y pueden llegar al colapso.

En la nueva presentación la Contratista adopta nuevamente parámetros de cálculo que no surgen de ningún ensayo (no se efectuaron ensayos triaxiales en las investigaciones de noviembre y diciembre 86), ni responden a ningún desarrollo analítico posterior. Los valores indicados no responden a los suelos reales al igual que la presentación anterior.

A su vez resulta absolutamente insuficiente e inadecuada la verificación que la Contratista hace para calcular la seguridad de la rotura por falla profunda, así como el planteo general para resolver los cálculos de estabilidad de la obra.

9. RECOMENDACIONES

En las actuales circunstancias se recomiendan las siguientes líneas de acción tendientes a resolver la situación presente:

- 9.1 Recabar nuevamente a la contratista una explicación concreta y fundada de las razones que a su juicio provocaron el fenómeno de deslizamiento. Las causas aducidas en la nota 125/86 no satisfacen por las razones anteriormente señaladas.
- 9.2 Proponer a la contratista preparar de común acuerdo con la Inspección de Obra la elaboración de los criterios básicos, parámetros de cálculo y métodos de análisis para el diseño y la verificación de la estabilidad de las estructuras.
- 9.3 Solicitar nuevamente a la Contratista la presentación de los cálculos y verificaciones de estabilidad de las obras de defensa de costa sobre la base de los elementos convenidos en el punto 9.2.
- 9.4 Encarar un estudio a cargo de CO.DE.FOR con la colaboración de un especialista reconocido de mecánica de suelos para determinar en forma inde-

pendiente y fehaciente las causas del deslizamiento acaecido.

- 9.5 Analizar con el mismo especialista la estabilidad de los tramos que no han sufrido corrimientos para determinar los coeficientes de seguridad reales de la obra en esos tramos.

- 9.6 Hasta tanto no se esté en poder de los resultados del estudio indicado en 9.4, no remover los suelos delante de las pantallas ya construídas para evitar el aumento de las cargas sobre la pantalla y una eventual reducción de los coeficientes de seguridad.

CAPITULO 10

ESTUDIO COMPLEMENTARIO DE SUELOS

ESPECIFICACIONES TECNICAS

1. OBJETO

El objeto de este estudio está vinculado con la situación planteada en la obra de defensa de costa de la ciudad de Formosa despues de haberse producido el corrimiento de un sector de la obra.

Este estudio tendrá por finalidad establecer:

- a - las causas que dieron origen al corrimiento.
- b - el grado de seguridad actual de los restantes sectores de obra que no han sufrido desplazamientos.

2. DOCUMENTACION EXISTENTE

A lo largo de la traza de la obra se han efectuado investigaciones del subsuelo en diferentes oportunidades.

Los estudios de los cuales se dispone de información son los siguientes:

2.1 Proyecto del Consejo Federal de Inversiones (1982)

- a - Primera etapa: 5 perforaciones
- b - Segunda etapa: 5 perforaciones

Profundidades desde el nivel de terreno: 30 mts.

Ensayos en laboratorio para determinación de características físicas y mecánicas.

2.2 Proyecto de la Contratista

- a - Proyecto definitivo: 7 perforaciones (Torres y Vercelli; enero 1985)

Profundidades desde el nivel del terreno: 20 mts.

Ensayos de laboratorio para determinación de características físicas y mecánicas y de consolidación.

b - investigación en el area del corrimiento efectuada con posterioridad al mismo: 11 perforaciones (Torres y Vercelli, noviembre 1986).

Profundidades desde el nivel del terreno: 15 mts.

Ensayos de laboratorio, solo características físicas.

c - idem anterior: 3 perforaciones (Torres y Vercelli, diciembre 1986).

Profundidades desde el nivel de terreno: 5 a 25 mts.

Ensayos de laboratorio, idem anterior.

d - Análisis de los resultados de las investigaciones 2.2.b y 2.2.c: estudio efectuado por el Ing. Oscar A. Vardé (18-12-86)

3. TAREAS A REALIZAR

3.1 Evaluación de información

Se evaluará en primer lugar toda la información existente detallada en el punto 2, teniendo en cuenta los propósitos establecidos en 1.a y 1.b.

Dicha evaluación considerará el perfil geodafológico relevado y en función de los datos conocidos establecerá sus características en cuanto a sus propiedades físicas, mecánicas y resistentes. Tendrá especialmente en cuenta los fenómenos de deslizamientos que se han producido en forma continuada a lo largo de los años en la costa de la ciudad de Formosa, analizando a tal efecto las distintas hipótesis y los diversos antecedentes disponibles.

La evaluación de la información será volcada en una memoria que contendrá el análisis de los datos, las hipótesis asumidas y las conclusiones.

3.2 Programa complementario de perforaciones

Si en el proceso de evaluación se observara en algún sector una insuficiencia de datos para poder responder a los propósitos establecidos en lo que se refiere a las propiedades del subsuelo, se preparará un programa complementario de perforaciones dando las justificaciones correspondientes en cada caso.

Dicho programa especificará ubicación y tipo de perforación, profundidad, tipo de muestras a recuperar, ensayos que se ejecutaran y tipo de resultados que se esperan obtener. Se indicarán los plazos y la oportunidad en que se cumplirá el programa.

Aprobado el programa por la Inspección de Obra, será llevado a cabo dentro de los términos y plazos acordados.

A su terminación se elevará un informe que contendrá una memoria descriptiva de las tareas y los equipos utilizados, de los procedimientos aplicados, e indicará los resultados obtenidos y las conclusiones respectivas.

3.3 Causas del corrimiento de la pantalla

Con la evaluación mencionada en 3.1 y eventualmente con el resultado del programa indicado en 3.2, se estudiará el problema del corrimiento de la pantalla con el propósito de determinar las causas que le dieron origen.

Tratándose de un deslizamiento, presumiblemente con un plano de fractura profundo, se investigará este fenómeno utilizando las hipótesis y variantes que se consideren razonables y se procederá a realizar las verificaciones del caso aplicando los diagramas, esquemas y métodos de cálculo más apropiados para el tipo de suelo bajo estudio y el carácter de la rotura producida.

Se preparará un informe que contendrá una memoria descriptiva, una memoria de cálculo y los dibujos y planos necesarios que permitan en conjunto una clara comprensión del problema.

3.4 Seguridad del resto de la obra

De un modo similar a lo descrito en 3.3 se determinarán los coeficientes de seguridad de las obras ubicadas en los tramos restantes.

En este caso se verificará tanto la estabilidad de las pantallas como elementos estructurales sometidos al empuje de los suelos, como la estabilidad de conjunto ante el riesgo de una rotura profunda.

Se preparará finalmente un informe similar al establecido en 3.3 indicando los coeficientes de seguridad respectivos para las secciones más representativas de la obra.

4. PLAZOS

Para cada una de las tareas enumeradas en el punto 3, se indicarán los plazos respectivos así como las oportunidades y/o fechas de iniciación y terminación.

Se indicará lo mismo para el trabajo en su conjunto.

CAPITULO 11

PAVIMENTO MUELLE

1. La Inspección de Obra solicitó un asesoramiento referido al pavimento ofrecido por la Contratista.

El pavimento propuesto está constituido por una sub-base, una base y una capa de rodamiento constituida por bloques de hormigón Uni-Stein.

2. Se ha tomado conocimiento de la Nota de Pedido N°492 del 17-9-86, a la que se agregó un telex que en el punto 4A dice: "El relleno hidráulico se terminará a cota + 11,0. La capa final de 2,0 mts. deberá ser compactada con rodillo vibratorio según consta en las especificaciones. La compactación de esta capa final deberá ser hecha en 5 subcapas de espesor medio final de 40 cm".

3. Luego se ha tomado conocimiento de un "Informe Técnico" de la Contratista (sin fecha), que en el punto "d" se refiere a este tema. Dice:

d) PAVIMENTACION

La pavimentación en las áreas libres del Muelle será asentada sobre una camada compactada de arena + cemento de 5 cm de espesor. La pavimentación prevista anteriormente, conforme télex enviado, es innecesaria por tratarse de relleno hidráulico.

La última camada de 40 cm será compactada mecánicamente. Esta decisión fué tomada, en virtud de los resultados del sondeo realizado en el área del Muelle (Sondeo P₁), indicar suelo de densidad alta.

4. Finalmente se ha recibido el catálogo de la firma Uni-Stein SA, que describe detalladamente las características del pavimento propuesto en la Nota de Pedido N°571. En este folleto se ofrecen bloques de 4 espe-

sores diferentes de acuerdo con el tipo de carga que deben soportar.

Además contiene un Capítulo sobre "Diseño Estructural de Pavimentos de Bloques de Hormigón", en el cual se desarrolla el método a aplicar propuesto en el Manual de Diseño de Pavimentos de Bloques de la Cement and Concrete Association de USA.

Este capítulo consta de 13 hojas. El método descrito parte de tres parámetros para determinar el diseño del pavimento.

- 1 - Estimación de tránsito
- 2 - Materiales (base natural y pavimento)
- 3 - Condiciones climatológicas del lugar

Luego, el procedimiento de cálculo a seguir, se detalla en los siguientes puntos:

- Análisis de tránsito
- Base / Sub-base
- Materiales de base y sub-base
- Cama de asiento
- Heladas
- Curvas de diseño estructural
- Anexo con tablas varias

5. La documentación revisada no contiene datos ni información, ni esquemas o planos que permitan evaluar el pavimento a ser construido.

Por lo tanto debe pedirse a la Contratista que eleve una memoria en idioma español con sus planos respectivos, donde se describan y justifiquen con los cálculos numéricos correspondientes, las dimensiones y características del pavimento siguiendo todos los pasos indicados en la metodología establecida en el folleto de Uni-Stein SA mencionada mas arriba en el punto 4, previa definición de los parámetros de diseño.

Igualmente la Contratista deberá informar sobre los procedimientos a emplear, especialmente para la compactación de base y sub-base y sobre los métodos de control para verificar las densidades y capacidades de carga de la base y sub-base.

CAPITULO 12

INFORMES DE VIAJE

INFORME DE VIAJE N° 1

1. En el marco del Convenio referido al Asesoramiento a CODEFOR en relación con la Inspección de Obras Defensa de Costas y Muelle Frontal en la Ciudad de Formosa firmado el 27/11/86 con el Consejo Federal de Inversiones, realicé un primer viaje de reconocimiento a la ciudad de Formosa los días 1, 2 y 3 de diciembre del presente año.
2. Durante mi estadía en ese lugar entrevisté a varias personas vinculadas con las obras de referencia, entre las que cabe mencionar a los ingenieros Martínez y Lagranja de CODEFOR, a los ingenieros Gimenez y Ferrari de la Inspección de Obra y a dos ingenieros del Consorcio de empresas constructoras, uno de ellos de la firma Anson encargada de la construcción de tabiques y anclajes.
3. Recorrí en una visita nuevamente las dos obras con el objeto de reconocer en el lugar la situación actual de las mismas. Esta recorrida me permitió tomar conocimiento de diversas novedades, algunas de ellas de mucha importancia.
4. En el muelle las obras siguieron avanzando desde mi visita anterior (septiembre 86), notandose los siguientes adelantos.
 - 4.1 El relleno posterior con refulado de arena continuó y en la parte sur ya alcanzó la cota de coronamiento.
 - 4.2 En consecuencia, la mayor parte de los anclajes fueron tesados hasta su carga final. Esta tarea fué realizada de acuerdo con recomendaciones internacionales. El procedimiento de tesado fué volcado en planillas y diagramas, pudiéndose observar en ellos los pasos realizados. A los fines de su análisis me fueron entregadas varias planillas representativas de los diversos sectores.

- 4.3 Las juntas entre los elementos premoldeados de la pantalla habían sido inspeccionadas anteriormente por la Inspección de Obra. Aquellas que mostraron pérdidas y filtraciones, fueron selladas en parte con inyecciones de mortero en la cara posterior. A su vez, en la cara anterior se removió parcialmente en los sectores que están a la vista el material de sellado inicial (cemento y bentonita) hasta una profundidad de unos 10 cm, taponándose luego la junta con un mortero de cemento y arena.
- 4.4 Los taludes de relleno de muelle hacia su lado interno, aún no se encuentran protegidos y deberán ser revestidos para evitar erosiones.
5. En la defensa de costa se observaron importantes novedades. Su construcción también avanzó desde la visita anterior, pero en razón de los problemas que se presentaron los trabajos han sido prácticamente paralizados.
 - 5.1 El mayor problema observado es un deslizamiento del talud que se produjo en la parte central de la obra sobre una longitud de aproximadamente 100 metros. Este deslizamiento arrastró al tabique constituido por placas premoldeadas unidas superiormente por una viga de coronamiento. El tabique aún no estaba anclado. El movimiento del tabique, que todavía continúa, muestra un desplazamiento horizontal de unos 4,0 metros y un descenso vertical de aprox. 2,0 metros. Los elementos premoldeados quedaron en diferentes posiciones, algunos con pequeñas desviaciones de la vertical. La viga de coronamiento a su vez, quedó destruída por fisuraciones y arrancada del tabique. En el esquema adjunto se ilustra el fenómeno.
 - 5.2 El deslizamiento observado es consecuencia del tipo de fallas características del suelo del lugar, detectadas oportunamente durante el "Estudio y Proyecto de Defensa de Costas en la Ciudad y Puerto de Formosa" realizado en 1982 por el Consejo Federal de Inversiones. En efecto, en el tomo III, capítulo III,3 de dicho estudio y como parámetro fundamental para la elección del tipo de estructura más apta como defensa de costa, se analizó en profundidad este problema y se describieron las propiedades del suelo de la barranca y su comportamiento específico en relación con la esta-

bilidad del talud. Como consecuencia de ello se optó entonces por una estructura de gravedad constituida por gabiones de tablestacas.

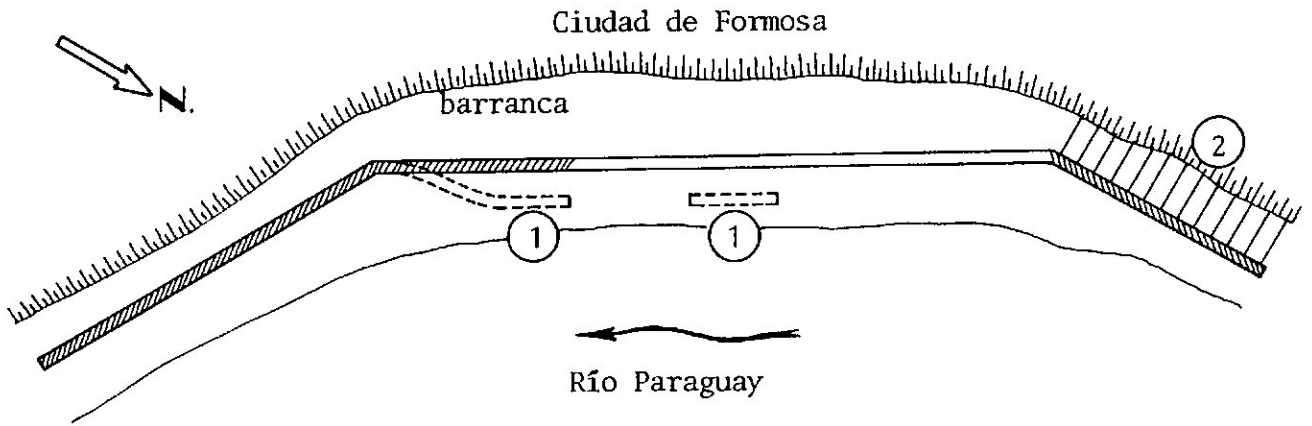
- 5.3 Ante la situación actual, las empresas constructoras encargaron un estudio de suelos con varias perforaciones en la zona afectada y comprometieron el asesoramiento de tres especialistas de suelos, uno de ellos extranjero. Estas investigaciones servirán de base para la elaboración de un proyecto alternativo, que las empresas propondrán a la inspección a mediados de diciembre para reemplazar las obras en el sector afectado.
- 5.4 En conversaciones con la Inspección de Obra, se planteó la conveniencia de extender las investigaciones de suelo al resto de la defensa para poder evaluar la estabilidad de la pantalla a lo largo de toda su traza. Los relevamientos realizados para el proyecto del CFI muestran que en principio los suelos tienen características parecidas en toda la obra.
- 5.5 Otro problema se presentó en el tramo norte de la pantalla. Allí las obras están terminadas y se procedió en consecuencia al tesado de los anclajes. Los resultados de esta primera tarea no son satisfactorios. Sobre un total de 22 tensores, solo 3 alcanzaron su carga de diseño; los restantes 19 fallaron. Con el objeto de solucionar este problema, las empresas propusieron intensificar las inyecciones de cemento para la formación del bulbo de anclaje, estimando llegar hasta cinco inyecciones en cada anclaje. Las dificultades observadas también son consecuencia de las características del suelo, ya que las arcillas de esa región no ofrecen por lo general un buen comportamiento para el tipo de anclaje proyectado.
6. Finalmente se convino con la Inspección de Obra que en los próximos días me será enviada la siguiente documentación:
 - . el cronograma de tareas de obra a ser proporcionado por las empresas constructoras.
 - . el cálculo de la defensa de costa presentado por las empresas constructoras junto con el proyecto.

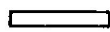


- . el informe sobre el tesado de anclajes ya realizado por la firma Anson.
- . el informe de suelos a ser entregado por la firma Torres y Vercelli que tiene a su cargo la investigación geotécnica en el sector donde se produjo el deslizamiento.
- . el proyecto modificado para la defensa de costa en la zona fallada a ser proporcionado por las empresas constructoras.
- . un relevamiento de la zona norte del muelle para evaluar las propuestas de defensa para ese sector.
- . las planillas de los ensayos de flexión realizados con las placas.
- . el estudio complementario realizado por la firma Hytsa para la protección del lecho frente a la pantalla de la defensa de costa.

DEFENSAS DE COSTAS - CIUDAD DE FORMOSA

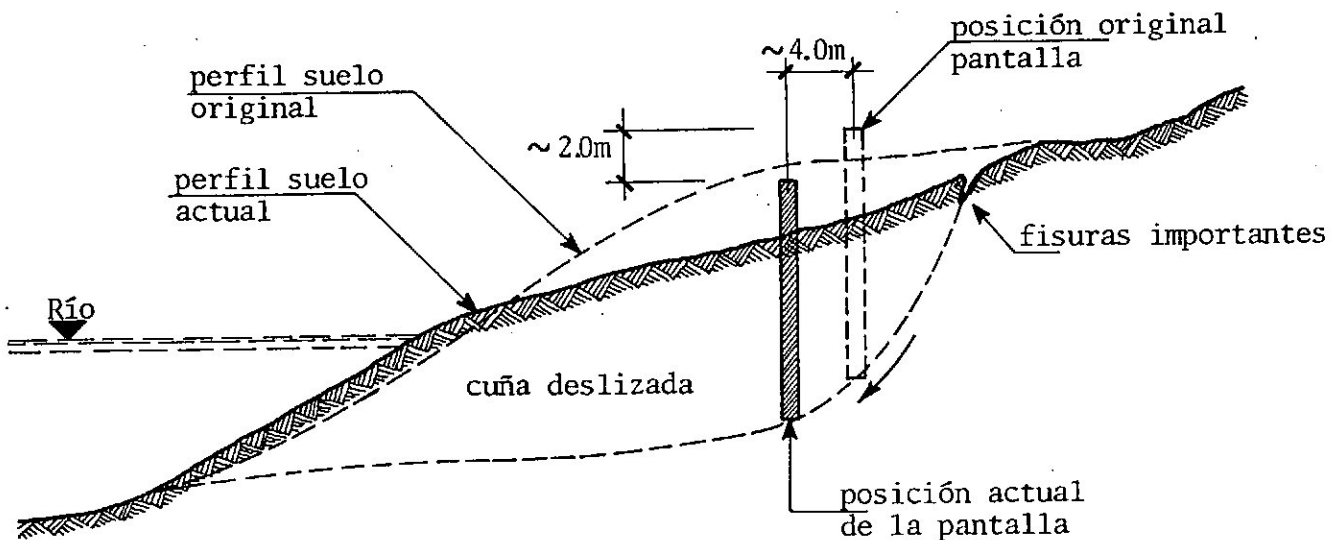
Esquema del deslizamiento

PLANTA



-  traza proyectada
-  pantalla parcialmente construida
-  pantalla con anclaje colocado
- ① sectores donde se produjo el deslizamiento
- ② sector con fallas de anclaje

CORTE TRANSVERSAL



INFORME DE VIAJE N° 2

1. Los días 5 y 6 de febrero del presente año realicé un viaje a la ciudad de Formosá a solicitud de las autoridades provinciales, con el objeto de prestar un primer asesoramiento en relación con la propuesta alternativa presentada por la Contratista para reemplazar las estructuras de la pantalla que sufrieron un deslizamiento en un sector de la defensa de costa.
2. Participaron en dicha reunión las siguientes autoridades y personas:
 - el Sr. Ministro de Obras y Servicios Públicos y Consejero Titular por ese Ministerio de CO.DE.FOR, C.P.N Ramón Lopez.
 - el Sr. Secretario de Estado de Planeamiento y Desarrollo, Dr. Luis Prol.
 - el Sr. Presidente de CO.DE.FOR, Ing. Carlos A. Martínez.
 - el Asesor Letrado General del P.E, Dr. Rubén Quiñones.
 - el Asesor en Derecho Administrativo del P.E, Dr. Rodolfo Roquel.
 - el Asesor Técnico del P.E, Ing. Guillermo Contesti.
 - el Consejero Alterno de CO.DE.FOR por el Ministerio de Asuntos Agropecuarios y Recursos Naturales, Sr. Osvaldo Soloaga.
 - el Consejero Alterno de CO.DE.FOR por el Ministerio de Economía, Hacienda y Finanzas, C.P.N Ariel Suarez.
 - el Inspector de las Obras, Ing. Ramón Gimenez.
 - el Experto del CFI, Ing. Ricardo A. Schwarz.

3. Lo tratado en el transcurso de la reunión consta en el acta correspondiente en poder de las autoridades provinciales. Se encuentra allí una primer evaluación técnica del experto del CFI de los documentos y antecedentes que le fueron proporcionados por la Provincia en esa oportunidad, que contienen la documentación elevada por la Contratista y otros informes y elementos (241 folios).
4. En esa reunión se solicitó al experto que preparase para la reunión siguiente prevista para el 10-2-87, un informe escrito con una evaluación técnica del problema planteado. A pesar del escaso tiempo disponible, se cumplió con ese pedido, remitiéndose el 9-2-87 dicho informe al Secretario de Planeamiento y Desarrollo, Dr. Luis Prol.
5. Además se acordó que el experto redactase para el día 11-2-87 especificaciones para el especialista en mecánica de suelos a ser contratado por CO.DE.FOR para un estudio complementario, tarea que también se cumplió.
6. Se convino asimismo que el 11-2-87 el Ing. Martinez de CO.DE.FOR y el experto del CFI efectuasen una reunión en Buenos Aires con el especialista en mecánica de suelos, a los efectos de establecer los términos de referencia para los trabajos de investigación de suelos a ser realizados por el mismo.
7. A continuación se planteó a las autoridades provinciales las dificultades que habían surgido para que el experto del CFI pudiera cumplir con las tareas previstas en el cronograma para los Informes N°2 y Final, en razón de que por una parte se habían solicitado dentro de los plazos establecidos nuevos trabajos de urgente entrega y por otra parte no se habían entregado los datos requeridos para los cálculos de verificación de la pantalla, la información de las juntas de cemento-bentonita, etc.
Ante esta circunstancia, las autoridades aceptaron una prórroga por 30 días.

8. Por último, las autoridades provinciales expresaron la necesidad de prolongar el asesoramiento del experto del CFI hasta el final de las obras, según consta en el acta.

Buenos Aires, 10 de febrero de 1987.-

INFORME DE VIAJE N° 3

1. Los días 23 y 24 de febrero realicé un viaje a la Provincia de Formosa a pedido de CO.DE.FOR en relación con el Asesoramiento a la Inspección de Obras Defensa de Costas y Muelle Frontal en la Ciudad de Formosa. En dicha oportunidad se llevaron a cabo las tareas que se describen a continuación.

2. Estudio de Suelos

Sobre la base de las especificaciones elaboradas por nosotros se redactó el Anexo al contrato suscripto entre la Provincia y los expertos de mecánica de suelos.

A tal efecto se volvió a redactar el articulado respectivo, tarea que estuvo a nuestro cargo. Se convino además con las autoridades de CO.DE.FOR efectuar un seguimiento permanente de las tareas a realizar.

3. Pavimentos

Otro tema considerado fué el de los pavimentos en el puerto. Se analizaron las propuestas de la Contratista y se efectuó una visita al lugar de las obras. Allí se presenció la ejecución de ensayos de carga sobre un sector de pavimento ya construido, que en principio y a la vista dieron resultados aceptables. Dado que no hubo una definición sobre la adopción del paquete estructural a construir, se convino en estudiar este tema con mayor detalle y dar una respuesta el lunes 2 de marzo.

4. Defensas de madera

Se analizó el cambio de proyecto propuesto por la Contratista. Originariamente se había previsto la hinca de pilotes de madera inclinados frente

al muro en el sector norte.

La modificación preve defensas de madera con igual espaciamiento abulonadas a la pantalla. Del estudio efectuado se recomendó aceptar esta segunda solución, ya que ofrece una mayor seguridad ante las acciones de las embarcaciones y tiene además mejores posibilidades para el mantenimiento.

5. Defensas de goma

Se trató la ubicación altimétrica de las defensas de goma. El análisis respectivo mostró que los niveles establecidos en la propuesta de la Contratista pueden ser mantenidos. Con aguas altas extraordinarias las defensas quedarán cubiertas e invisibles, si bien a una altura que cubre los calados de las embarcaciones usuales. Para una mejor orientación de los navegantes, se propuso señalar en la viga de coronamiento los ejes verticales con marcas de pintura.

6. Anclajes de la pantalla del muelle

Se analizó la posibilidad de efectuar pruebas adicionales de carga y descarga en los tensores que se encuentran en servicio pero cuyos cables todavía no han sido cortados en el extremo. El estudio de esta cuestión dió como resultado la imposibilidad de llevar a cabo este propósito. En efecto, para soltar las cuñas del anclaje es necesario producir un alargamiento del tensor en una magnitud tal que provocaría tensiones cerca del límite de fluencia, situación esta que implica un elevado riesgo de rotura.

Buenos Aires, 26 de febrero de 1987.-