

INSTYTUT BADAWCZY DRÓG I MOSTÓW
FILIA WROCŁAW
OŚRODEK BADAŃ MOSTÓW, BETONÓW I KRUSZYW W ŻMIGRODZIE
Pracownia Mostów

**EKSPERTYZA WRAZ Z OCENĄ NOŚNOŚCI
(NA PODSTAWIE ANALIZ TEORETYCZNYCH)
USTROJU NOŚNEGO GRANICZNEGO MOSTU DROGOWEGO
PRZEZ RZEKĘ ODRE W KOSTRZYNIU**

(Symbol pracy IBDiM-TW 03493/W-58)

Zlecniodawca: DODP Szczecin

Kierownik Filii:

dr inż. Adam Wysokowski

Kierownik Pracowni Mostów:

mgr inż. Ryszard Wodyński

Opracowali:

mgr inż. Zygmunt Gustowski

mgr inż. Ryszard Wodyński

dr inż. Adam Wysokowski

Żmigród - Węglewo, wrzesień 1993

Spis treści

1. Przedmiot i cel opracowania
2. Postawy opracowania
3. Ogólna charakterystyka obiektu
4. Skrócony opis aktualnego stanu technicznego obiektu
5. Analiza statyczna konstrukcji ustroju nośnego
 - 5.1. Założenia obliczeniowe
 - 5.2. Obciążenia
 - 5.3. Obliczenia
6. Analiza wyników obliczeń
7. Wnioski i zalecenia końcowe

Załączniki:

- nr 1 - Wyniki badań próbek betonu pobranych z konstrukcji mostu zamieszczonych w dokumentacji inwentaryzacyjnej obiektu
- nr 2 - Wyniki badań próbek stali zbrojeniowej pobranych z konstrukcji mostu zamieszczonych w dokumentacji inwentaryzacyjnej obiektu
- nr 3 - Wyniki badania stanu zbrojenia dźwigarów głównych zamieszczonych w dokumentacji inwentaryzacyjnej obiektu
- nr 4 - Wybrana dokumentacja rysunkowa istotna pod kątem ekspertyzy
- nr 5 - Wybrane wielkości z obliczeń teoretycznych

1. PRZEDMIOT I CEL OPRACOWANIA

Przedmiotem opracowania jest wschodnia część granicznego mostu drogowego przez rzekę Odrę w Kostrzynie zlokalizowanego w ciągu drogi krajowej nr 22.

Podstawowym celem niniejszego opracowania jest ocena nośności ustroju nośnego, określenie możliwych przyczyn uszkodzeń konstrukcji nośnej, wraz z określeniem niezbędnego zakresu remontu.

2. PODSTAWY OPRACOWANIA

Niniejsze opracowanie zostało wykonane na zlecenie Dyrekcji Okręgowej Dróg Publicznych w Szczecinie, zgodnie z pismem nr DODP-72/421/16/93 z dnia 10.08.93 r. i umową nr 187/TW/93.

Podstawę do sporządzenia niniejszego opracowania stanowią:

1. Materiały zdjęciowe wykonane podczas oględzin przedmiotowego obiektu w dniach 04 i 27 sierpnia 1993 r.
2. Karta przeglądu szczegółowego wykonanego w dniu 27.07.1993 r. przez DODP Szczecin.
3. Fragmenty archiwalnej niemieckiej dokumentacji technicznej budowy mostu z 1947 roku.
4. Dokumentacja inwentaryzacji obiektu wraz z badaniami materiałowymi przeprowadzonej w dniach 23-25.04.1991 oraz 27-29.11.1991 przez Ingeieurbiuro Bung z Berlina.
5. Projekt techniczny remontu mostu opracowany przez Ingeieurbüro für Bauwesen Specht+Partner z Berlina.
6. Obowiązujące normy i przepisy branży mostowej oraz literatura techniczna z dziedziny mostownictwa i drogownictwa.

3. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU

Ustrój nośny mostu składa się z dwóch części: stalowej po stronie niemieckiej i żelbetowej po stronie polskiej. Opracowanie to dotyczy konstrukcji żelbetowej.

Przedmiotowy obiekt stanowi trzyprzęsłowy żelbetowy most drogowy.

Ustrój nośny mostu wykonany jest jako żelbetowa belka ciągła trójprzęsłowa o zmiennej wysokości $l_1 = 41.90 + 42.40 + 41.90$ m. Na długości 2/3 przęseł skrajnych ustrój nośny mostu stanowią dwa żelbetowe dźwigary belkowe. W dalszej części przęseł skrajnych i w przęśle środkowym ustrój nośny stanowi dźwigar skrzynkowy. Rozstaw łożysk dźwigarów głównych wynosi 5.15 m a wysokość dźwigarów jest zmienna, od 3.17 m do 4.57 m. Całkowita szerokość płyty pomostowej wynosi 9.40 m. Cała konstrukcja dźwigarów głównych została pokryta warstwą zaprawy cementowej. Podpory mostu wykonano jako masywne betonowe. Na pierwszym filarze od strony polskiej znajdują się łożyska stałe, na pozostałych podporach ruchome wałkowe. Ogólny widok mostu przedstawiono na rysunkach. 3.1 - 3.3.



Rys.3.1 Wjazd na most od strony RP



Rys. 3.2 Widok mostu z boku od strony wody dolnej

4. SKRÓCONY OPIS AKTUALNEGO STANU TECHNICZNEGO OBIEKTU

Na całej konstrukcji przesł występują liczne spękania i rysy. W rejonie podpór pośrednich występują rysy na wsporniku podchodnikowym przechodzące w środek dźwigara. Przy podporze skrajnej zaobserwowano, bezpośrednio nad płytą górną łożyska liczne pionowe spękania betonu dźwigara głównego oraz podłużne spękania na pasie dolnym (rys.4.1- 4.2). W czasie oględzin zauważono również nowe rysy bez nacieków wapiennych nie opisane w dotychczasowych opracowaniach wymienionych w punkcie 2. Beton poprzecznicy podporowej od strony przyczółka jest rozsegregowany rys. 4.3

W czasie oględzin obiektu zauważono brak przesuwu na łożyskach lub bardzo małe, w stosunku do oczekiwanego, przesunięcie świeżo malowanych łożysk ruchomych (rys. 4.4 i 4.5).

Na poziomie jezdni zaobserwowano znaczne przemieszczenie podłużne konstrukcji. Przemieszczenia te są tak znaczne, że spowodowały pęknięcie i wypchnięcie krawężników w obrębie przykrycia dylatacyjnego jak również zniszczenie zamocowania słupka poręczy i zamocowania przelotu poręczy bezpośrednio za dylatacją, przy przyczółku (rys. 4.6 - 4.9).

W rejonie podpór od wewnętrznej strony dźwigara odsłonięte są pręty strzemion (rys. 4.10). Odwierty wykonane w celu przeprowadzenia badań betonu pozostały nie wypełnione (rys. 4.10).

Dodatkowo szczegółowy opis stanu obiektu znajduje się w dokumentacji inwentaryzacyjnej oraz w karcie przeglądu szczegółowego.



Rys. 3.3 Widok konstrukcji mostu od spodu



Rys. 4.1 Widok podparcia dźwigara na przyczółku od strony RP



Rys.4.2 Widok rys na powierzchni bocznej dźwigara - nad przyczółkiem od strony RP



**Rys. 4.3 Rozwarstwienie betonu poprzecznicy podporowej
- przyczółek od strony RP**



**Rys. 4.4 Widok wałka łożyska ruchomego na przyczółku od strony RP
- widoczny brak przesuwu wałka od czasu jego malowania**



Rys. 4.5 Widok łożyska wałkowego na filarze nr 3



Rys. 4.6 Widok uszkodzeń krawężnika w rejonie przykrycia dylatacyjnego typu TARCO od strony wody górnej

Rys. 4.7 Wypchnięcie krawężnika w kierunku jezdni w obrębie przykrycia dylatacyjnego od strony wody dolnej



Rys. 4.8 Widok uszkodzenia zamocowania słupka poręczy przy przyczółku od strony wody górnej





Rys. 4.9 Widok uszkodzenia zamocowania słupka poręczy przy przyczółku od strony wody dolnej



Rys. 4.10 Widok wewnętrznej strony dźwigara przy przyczółku

5. ANALIZA STATYCZNA KONSTRUKCJI USTROJU NOŚNEGO

5.1 Założenia obliczeniowe

5.1.1 Charakterystyka materiałów

Beton

W kwietniu 1991 r. firma niemiecka Ingenieurbüro Bung wykonała wiercenia na moście w celu przeprowadzenia badań na uzyskanych w ten sposób rdzeniowych próbkach walcowych. Lokalizację odwiertów i wyniki tych badań zawarto w załączniku 1. Na podstawie tych badań wyznaczono średnią wytrzymałość betonu dla próbek walcowych o średnicy $\phi=10$ cm:

$$\bar{R} = 67.924 \text{ MPa} \quad s = 12.661 \text{ MPa}$$

Przy przeliczaniu wytrzymałości z próbek walcowych na wytrzymałość z próbek kostkowych posłużono się współczynnikiem zmiany kształtu próbki wg pracy [3]
Przyjęto $\alpha = 0,85$

$$\bar{R} = 57.735 \text{ MPa} \quad s = 10.762 \text{ MPa}$$

Na podstawie wzoru (6) wg 5.1. wg PN-88/B-06250:

$$\bar{R} - 1.64s = 57.735 - 1.64 \cdot 10.762 = 40.085 \text{ MPa} > R_{B40}^G = 40 \text{ MPa}$$

Powyższe pozwala stwierdzić, iż obecne parametry wytrzymałościowe betonu odpowiadają normowym wartościom betonu klasy B40.

Do obliczeń przyjęto charakterystyki betonu B40:

$$R_B^G = 40 \text{ MPa}, \quad R_k = 30 \text{ MPa}, \quad R_t = 23.1 \text{ MPa}, \quad E_b = 36.4 \text{ GPa}$$

wg punktu 3.3 oraz tablic 1,2,3 PN-91/S-10042.

Do obliczeń wpływów termicznych przyjęto współczynnik $\alpha_t = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

Stal

W oparciu o wyniki badań stali zbrojeniowej wykonanych przez stronę niemiecką (Zał. 2) do wyznaczania charakterystyk wytrzymałościowych stali wzięto mniejsze z pomierzonych wartości:

$$R_e = 264 \text{ MPa}, \quad R_m = 360 \text{ MPa}$$

Opierając się na [1] stwierdzono, że badana stal ma właściwości wytrzymałościowe odpowiadające stali St3S

$$R_{e\text{St3S}} = 215 \text{ MPa}, \quad R_{m\text{St3S}} = 375-460 \text{ MPa}$$

Do obliczeń przyjęto wytrzymałość obliczeniową stali zbrojeniowej klasy AI (St3SX, St3SY) wg tablicy 6 PN-91/S-10042 wynoszącą $R_t = 200$ MPa.

5.1.2 Obciążenia

Przy sprawdzaniu nośności konstrukcji stosowano obciążenia użytkowe klasy E wg PN-85/S-10030 ($K = 240$ kN, $q = 1.2$ kN/m²). Przy obliczeniu przemieszczeń konstrukcji mostu od wpływów termicznych stosowano przedział temperatur wg wyżej wspomnianej normy (- 15, + 30 °C) oraz przedział temperatur (-10, + 25 °C) uznany za rzeczywisty, występujący w obiekcie.

Przy obliczaniu płyty pomostu i wspornika podchodnikowego przyjęto, jako najbardziej niekorzystne, obciążenie typu S klasy E.

Wyznaczania obciążeń ciężarem własnym konstrukcji dokonano przy następujących założeniach :

- ciężar poszerzenia chodnika, krawężnika, cokołu podporęczowego, poręczy oraz oświetlenia potraktowano jako obciążenie skupione w kierunku poprzecznym konstrukcji i rozłożone w kierunku podłużnym,
- ze względu na brak dokumentacji opisu oświetlenia mostu przyjęto obciążenie rurą stalową $\phi 159,12.5$ o wysokości $h = 2,5$ m w rozstawie co 5 m,
- ciężar własny dźwigara głównego wyznaczono wykorzystując pola przekrojów poprzecznych zawarte w opracowaniach niemieckich,
- ciężar własny dźwigara ujęto jako obciążenie rozłożone na całej długości przęseł. Przyrost obciążenia w przęśle środkowym (dźwigar skrzynkowy) zrealizowano jako obciążenie rozłożone, natomiast przyrosty ciężaru w strefach podpór pośrednich, gdzie wysokość dźwigara jest zmienna, ujęto jako siły skupione przyłożone w środkach stref podziału (dokonano podziału na 4 strefy 1/3 długości przęseł z każdej strony podpory). Przy wyznaczaniu pól przekrojów pośrednich przyjęto liniową zmienność grubości płyty dolnej od 40 do 20 cm. Wysokości dźwigara przyjęto na podstawie wymiarów strzemion pochodzących z archiwalnej dokumentacji niemieckiej.

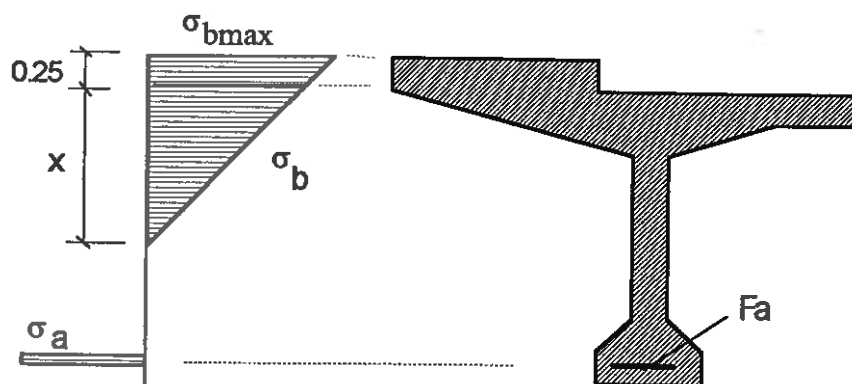
Ze względu na małą ilość dźwigarów i proporcje sztywności dźwigarów głównych i płyty pomostu do wyznaczenia linii wpływu poprzecznego rozdziału obciążeń przyjęto metodę rozciętej poprzecznicy.

5.1.3 Obliczenia

Do wyznaczenia maksymalnych sił przekrojowych wykorzystano linie wpływu opracowane w projekcie odbudowy przęseł mostu po II wojnie światowej.

Przy wyznaczaniu maksymalnego momentu przęsłowego w środku płyty pomostowej posłużono się metodą Ulickiego wg [4]. Momenty podporowe wyznaczono na podstawie obliczeń wspornika podchodnikowego.

Ilość i rozmieszczenie prętów zbrojenia do obliczeń uzyskano z dokumentacji inwentaryzacyjnej. Pole przekroju poprzecznego zbrojenia pomniejszono o 4% zgodnie z sugestiami zawartymi w w/w dokumentacji w załączniku nr 3. Obliczenia przeprowadzono wg punktu 4.3 załącznika 1 do PN-91/S-10042.



Rys. 5.1 Wyznaczenie wartości naprężeń w chodniku

Ze względu na ukształtowanie wspornika podchodnikowego uzyskane wielkości naprężeń dla górnego, skrajnego włókna dźwigara głównego ekstrapolowano dla górnego skrajnego włókna chodnika korzystając z założeń metody naprężeń liniowych (NL) wg rys. 5.1

5.2. Obciążenia

5.2.1 Ciężar własny

a). Ciężar nawierzchni jezdni

warstwa [-]	gr [cm]	ρ [kN/m ³]	γ_{fmax} [-]	γ_{fmin} [-]	g_{max} [kN/m ²]	g_{min} [kN/m ²]
beton wyr.	1	25	1.5	0.9	0.75	0.45
izolacja	1	14	1.5	0.9	0.21	0.126
asfalt	8	23	1.5	0.9	2.76	1.656
RAZEM :					$g_{jmax} = 3.720 \text{ kN/m}^2$	$g_{jmin} = 2.232 \text{ kN/m}^2$

chodnik

warstwa [-]	gr [cm]	ρ [kN/m ³]	γ_{fmax} [-]	γ_{fmin} [-]	g_{max} [kN/m ²]	g_{min} [kN/m ²]
beton wyr.	1	25	1.5	0.9	0.375	0.225
izolacja	1	14	1.5	0.9	0.21	0.126
asfalt*	5	23	1.5	0.9	2.725	1.035
RAZEM :					$g_{jmax} = 2.310 \text{ kN/m}^2$	$g_{jmin} = 1.386 \text{ kN/m}^2$

poszerzenie

element [-]	A [m ²]	ρ [kN/m ³]	γ _{fmax} [-]	γ _{fmin} [-]	g _{max} [kN/m]	g _{min} [kN/m]
krawężnik	0.0405	25	1.5	0.9	1.519	0.911
beton poszerz. (0.35 x 0.27)	0.0945	14	1.5	0.9	3.544	2.126
RAZEM :					G _{k max} = 5.063 kN/m	G _{k min} = 3.037 kN/m

b). Ciężar cokołu podporeczowego, poręczy i oświetlenia

element [-]	A [m ²]	ρ [kN/m ³]	γ _{fmax} [-]	γ _{fmin} [-]	g _{max} [kN/m]	g _{min} [kN/m]
cokół (0.1 x 0.12)	0.012	25	1.5	0.9	0.45	0.27
poręcz (107106 kg)	-	-	1.5	0.9	0.161	0.096
oświetlenie φ 159, 12.5 x 25000	l = 2.5	m = 45.2 kg/m	1.5	0.9	0.339	0.203
RAZEM :					G _{k max} = 0.95 kN/m	G _{k min} = 0.569 kN/m

c). Ciężar własny dźwigara

przekrój w przęśle skrajnym (B-B)

$$A/2 = 5.5523/2 = 2.776 \text{ m}^2 \quad g_{\max} = 83.28 \text{ kN/m}$$

$$\rho = 25 \text{ kN/m}^3 \quad \gamma_{f\max} = 1.2 \quad \gamma_{f\min} = 0.9 \quad g_{\min} = 62.46 \text{ kN/m}$$

przekrój w przęśle środkowym (C-C)

$$A/2 = 6.4643/2 = 3.2321 \text{ m}^2 \quad g_{\max} = 96.964 \text{ kN/m}$$

$$\rho = 25 \text{ kN/m}^2 \quad \gamma_{f\max} = 1.2 \quad \gamma_{f\min} = 0.9 \quad g_{\min} = 72.723 \text{ kN/m}$$

$$\Delta g_{\max \text{ c-c}} = 13.684 \text{ kN/m} \quad \Delta g_{\min \text{ c-c}} = 10.263 \text{ kN/m}$$

przekrój podporowy (D-D)

$$A/2 = 8.6163/2 = 4.30815 \text{ m}^2 \quad g_{\max} = 129.245 \text{ kN/m}$$

$$\rho = 25 \text{ kN/m}^2 \quad \gamma_{f\max} = 1.2 \quad \gamma_{f\min} = 0.9 \quad g_{\min} = 96.933 \text{ kN/m}$$

przyrosty obciążeń ciężaru własnego dźwigara wynikające ze zmienności przekroju dźwigara w strefie podporowej (patrz. Założenia do obliczeń)

rzędna od podpory [m]	h [m]	Δh [m]	g [m]	Δg [m]	ΔA [m ²]	A [m ²]	g_{max} [kN/m]	g_{min} [kN/m]	Δg_{max} [kN/m]	$9\Delta g_{min}$ [kN/m]	G_{max} [kN]	G_{min} [kN]
1.755	4.27	0.3	0.375	0.025	-0.199	4.1088	123.264	92.448	39.983	29.988	141.943	106.457
5.325	3.75	0.82	0.325	0.075	-0.5621	3.746	112.381	84.286	29.101	21.826	103.308	77.482
8.875	3.36	1.21	0.275	0.125	-0.866	3.4418	103.254	77.441	19.974	14.981	70.908	53.182
12.425	3.19	1.38	0.225	0.175	-1.072	3.236	97.08	72.81	13.8	10.35	48.99	36.742

$$A = A_{D-D} - \Delta A_i \qquad \Delta A_i = -(\Delta h_i \cdot 0.45 + \Delta g_i \cdot 6.00)$$

$$g = A_i \cdot \rho \cdot \gamma_f \qquad \Delta g = g - g_{B-B}$$

$$G = \Delta g \cdot 3.55$$

d). Ciężar poprzecznic przęsłowej

wymiary poprzecznic - 2.91 x 4.7 x 0.3 m

$$V = 2.91 \cdot 4.7 \cdot 0.3/2 = 2.051 \text{ m}^3$$

$$g = 25 \text{ kN/m}^3 \quad \gamma_{fmax} = 1.5 \quad \gamma_{fmin} = 0.9$$

$$G_{pmax} = 76.930 \text{ kN} \quad G_{pmin} = 46.159 \text{ kN}$$

5.2.2 Obciążenia użytkowe

Dla klasy E wg PN-85/S-10030:

$$K = 240 \text{ kN} \quad P = 60 \text{ kN} \quad q = 1.2 \text{ kN/m}^2$$

współczynnik dynamiczny :

$$\phi = 1.35 - 0.005 \cdot l_t = 1.35 - 0.005 \cdot 42.067 = 1.140 < 1.325$$

przyjęto $\phi = 1.325$

$$K_r = K \cdot \phi \cdot \gamma_f = 240 \cdot 1.325 \cdot 1.5 = 477 \text{ kN} \qquad P_r = 119.25 \text{ kN}$$

$$q_r = q \cdot \gamma_f = 1.2 \cdot 1.5 = 1.8 \text{ kN/m}^2$$

obciążenie tłumem

$$q_t = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{tr} = q_t \cdot \gamma_f = 2.5 \cdot 1.3 = 3.25 \text{ kN/m}^2$$

5.3. Obliczenia

Linie wpływów momentów zginających, schematy obciążeń oraz wyliczenie maksymalnych wartości momentów zginających zawarto w załączniku nr 5. W załączniku tym przedstawiono również obliczenia naprężeń w betonie i stali dla wybranych przekrojów poprzecznych.

5.3.1 Sprawdzenie naprężeń dla klasy obciążeń E

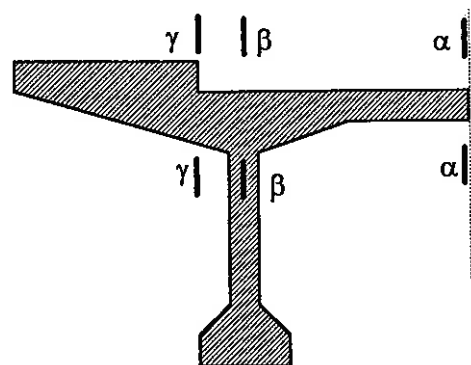
Obliczenia przeprowadzono dla przekroju podporowego nad podporą środkową oraz dla przekroju przęsłowego w przęśle skrajnym w odległości 17.46 m od osi podparcia dźwigara na przyczółku. Przekroje te wybrano po analizie obwiedni momentów zginających zawartej w dokumentacji niemieckiej z 1947 r. oraz obliczeń firmy SPECHT+PARTNER.

Uzyskane wartości naprężeń dla dźwigara głównego wynoszą

Przekrój	Moment zginający M	Pole przekroju zbrojenia	Zredukowane pole przekroju zbrojenia	Naprężenia w stali σ_s	Naprężenia w betonie σ_b	Naprężenia w betonie chodnika σ_{bmax}
[-]	[MNm]	[m ²]	[m ²]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
przęsłowy	22.5116	0.06692	0.06424	139.969	8.14	11.102
podporowy	32.5208	0.07052	0.67699	119.975	11.228	-

W wyniku obliczeń płyty pomostowej uzyskano następujące naprężenia

Przekrój	Naprężenia w stali σ_s	Naprężenia w betonie σ_b
[-]	[MPa]	[MPa]
$\alpha-\alpha$	101.119	4.611
$\beta-\beta$	147.239	5.856
$\gamma-\gamma$	212.695	13.328



Dla przekroju $\gamma-\gamma$ zostały przekroczone o 6% naprężenia dopuszczalne w stali zbrojeniowej.

naprężenia przekroczone poziomem σ_{s0}

5.3.2 Wyznaczenie odkształceń konstrukcji od wpływów termicznych

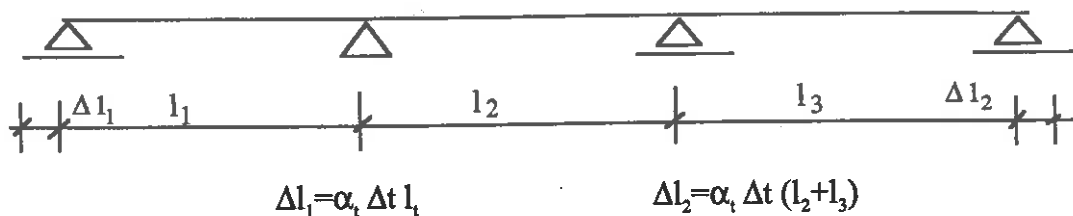
Wyznaczone odkształcenia konstrukcji wg rys. 5.2 mają następujące wartości:

- dla normowego zakresu temperatur (-15,+30°C)

$$\Delta l_1 = 0.0188 \text{ m}, \quad \Delta l_2 = 0.0379 \text{ m}$$

- dla zakresu temperatur (-10,+25°C)

$$\Delta l_1 = 0.0147 \text{ m}, \quad \Delta l_2 = 0.0295$$



Rys. 5.2 Wyznaczenie odkształceń konstrukcji od jej równomiernego ogrzania

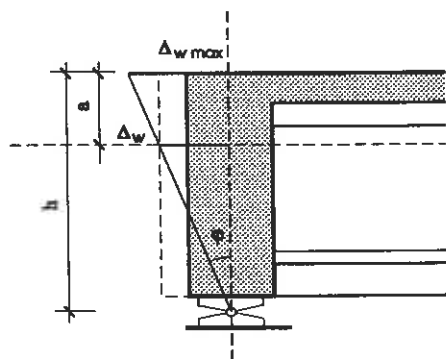
6. ANALIZA WYNIKÓW OBLICZEŃ

Na podstawie otrzymanych wyników obliczeń można stwierdzić, że naprężenia zarówno w stali jak i w betonie dźwigara głównego wywołane obciążeniem użytkowym klasy E nie przekraczają wytrzymałości obliczeniowych tych materiałów. Maksymalna wartość naprężeń w stali wynosząca 139.321 MPa stanowi 70% jej wytrzymałości obliczeniowej. Analogiczna proporcja dla betonu wynosi 48%.

W wyniku obliczeń płyty pomostowej stwierdzono, że naprężenia w betonie i stali płyty w przekrojach podporowym i przęsłowym między dźwigarami nie przekraczają wytrzymałości obliczeniowych materiałów. Poziome naprężenia w stali zawiera się w przedziale 50-70% wytrzymałości obliczeniowej, natomiast w betonie 20-25%.

Stwierdzono przekroczenie o 6% naprężeń w stali zbrojeniowej wspornika podchodnikowego w miejscu lokalizacji "starego" krawężnika (wg stanu przed remontem nawierzchni). Wynika to z ukształtowania chodnika bezpośrednio z płyty pomostowej i przewężenia płyty w miejscu skoku grubości płyty. Grubość płyty w tym przekroju wynosi 0.22 m. Należy tutaj wspomnieć, że naprężenia w tym przekroju płyty wyznaczono od dodatkowego schematu obciążeń składającego się z ciężarów własnych oraz obciążenia kołem pojazdu typu S klasy E.

W wyniku obliczeń odkształceń mostu na skutek równomiernego ogrzania konstrukcji stwierdzono niezgodność obliczonych odkształceń z zaobserwowanymi na obiekcie. Brak przemieszczeń ustroju nośnego w poziomie łożysk przy jednoczesnych dość dużych odkształceniach na poziomie nawierzchni (rys 4.5-4.8) można wytłumaczyć zablokowaniem przesuwu łożysk. Schemat pracy ustroju w strefie podporowej obrazuje rys 6.1. Przy takich założeniach wielkość obliczeniowych przesunięć w poziomie dylatacji pochodzących od równomiernego ogrzania konstrukcji wynosi $\Delta_{w \max} = 0.0287 \text{ m}$.



$\Delta_{w \max}$ - wydłużenie przęsła mostu spowodowane równomiernym jego ogrzaniem na poziomie dylatacji

Δ_w - wydłużenie przęsła mostu spowodowane równomiernym grzaniem

a - położenie środka ciężkości przekroju poprzecznego

Rys 6.1 Schemat pracy ustroju w strefie podporowej przy zablokowanych łożyskach

7. WNIOSKI I ZALECENIA KOŃCOWE

Na podstawie oceny stanu technicznego mostu oraz przeprowadzonych obliczeń i analiz teoretycznych można sformułować następujące wnioski:

1. Stan konstrukcji mostu jest niezadawalający, dotyczy to szczególnie dźwigarów głównych w strefach podporowych (liczne spękania betonu).
2. Biorąc pod uwagę stwierdzony stan techniczny dźwigarów głównych i na podstawie analizy pracy ustroju nośnego stwierdza się, że główną przyczyną zaistniałych uszkodzeń jest nieprawidłowa praca łożysk mostu - unieruchomione łożyska.
3. Po analizie dostępnej dokumentacji w tym m.in. niemieckiej dokumentacji inwentaryzacyjnej konstrukcji mostu jak i po wstępnych obliczeniach teoretycznych można stwierdzić, że nośność konstrukcji ustroju nośnego jest co najmniej klasy E wg PN-85/S-10030.
4. W związku z powyższym, aby można było dopuścić ruch klasy E konieczne jest jednak wykonanie następujących prac:
 - remont wszystkich łożysk,
 - naprawa konstrukcji żelbetowej (iniekcja występujących pęknięć szczególnie w okolicy podpór, wypełnienie miejscowych ubytków betonu, zabezpieczenie powierzchni betonu).
5. Po wykonaniu w/w robót zaleca się przeprowadzenie sprawdzenia nośności obiektu pod próbnym obciążeniem.

Literatura

1. Bogucki W. "Tablice do projektowania konstrukcji stalowych" Arkady 1984
2. Horaszczuk E. "Wytrzymałość betonu na ściskanie w świetle badań badań normowych i badań betonu dojrzewającego w warunkach naturalnych" Przegląd Budowlany 7/93 str. 16
3. Lewicki B. "Budynki mieszkalne z prefabrykatów wielkowymiarowych. Obliczenia i konstrukcje" Arkady 1964
4. Szczygieł J. "Mosty z betonu zbrojonego i sprężonego" WKiŁ 1972

normy:

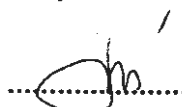
1. PN-91/S-10042 "Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone"
2. PN-85/S-10030 "Obiekty mostowe. Obciążenia"
3. PN-82/S-10052 "Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie"

W pracy udział wzięli:

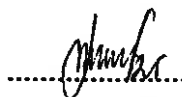
1. mgr inż. Zygmunt Gustowski


.....

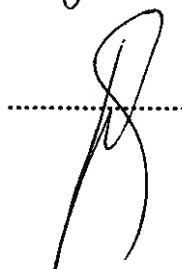
2. techn. Małgorzata Soboń


.....

3. mgr inż. Ryszard Wodyński


.....

4. dr inż. Adam Wysokowski


.....

wrzesień 1993

Załącznik nr 1

Wyniki badań próbek betonu pobranych z konstrukcji mostu zamieszczonych w dokumentacji inwentaryzacyjnej obiektu (pkt 2.)

9.1.2 Auswertung der Bohrproben

Zur Beurteilung der Tragfähigkeit der einzelnen Bauwerksteile wurde durch die Fa. Bau- Prüfservice und Qualitätsüberwachung Materialproben entnommen und geprüft.

Folgende Maßnahmen wurden durchgeführt:

- Entnahme von 20 Bohrkernen ϕ 100 mm, 25 cm tief, am Überbau im Druckbereich,
- Entnahme von 30 Bohrkernen ϕ 50 mm zur Ermittlung von Kiesnestern,
- Ermittlung der Druckfestigkeiten nach DIN 1048,
- Bestimmung der Karbonatisierungstiefe im Innen- und Außenbereich,
- Messen der Bewehrung, zerstörungsfrei mittels Profometer.

Im Lageplan Bild 65 sind die Probeentnahmestellen eingetragen.

Im Folgenden werden die Abkürzungen benützt:

- | | | | |
|------|----------------|-----|----------|
| - FP | Fahrbahnplatte | - n | nördlich |
| - HT | Hauptträger | - s | südlich |
| - QT | Querträger | - i | innen |
| - BP | Bodenplatte | - a | außen |

Zusammenstellung der Druckfestigkeitsergebnisse:

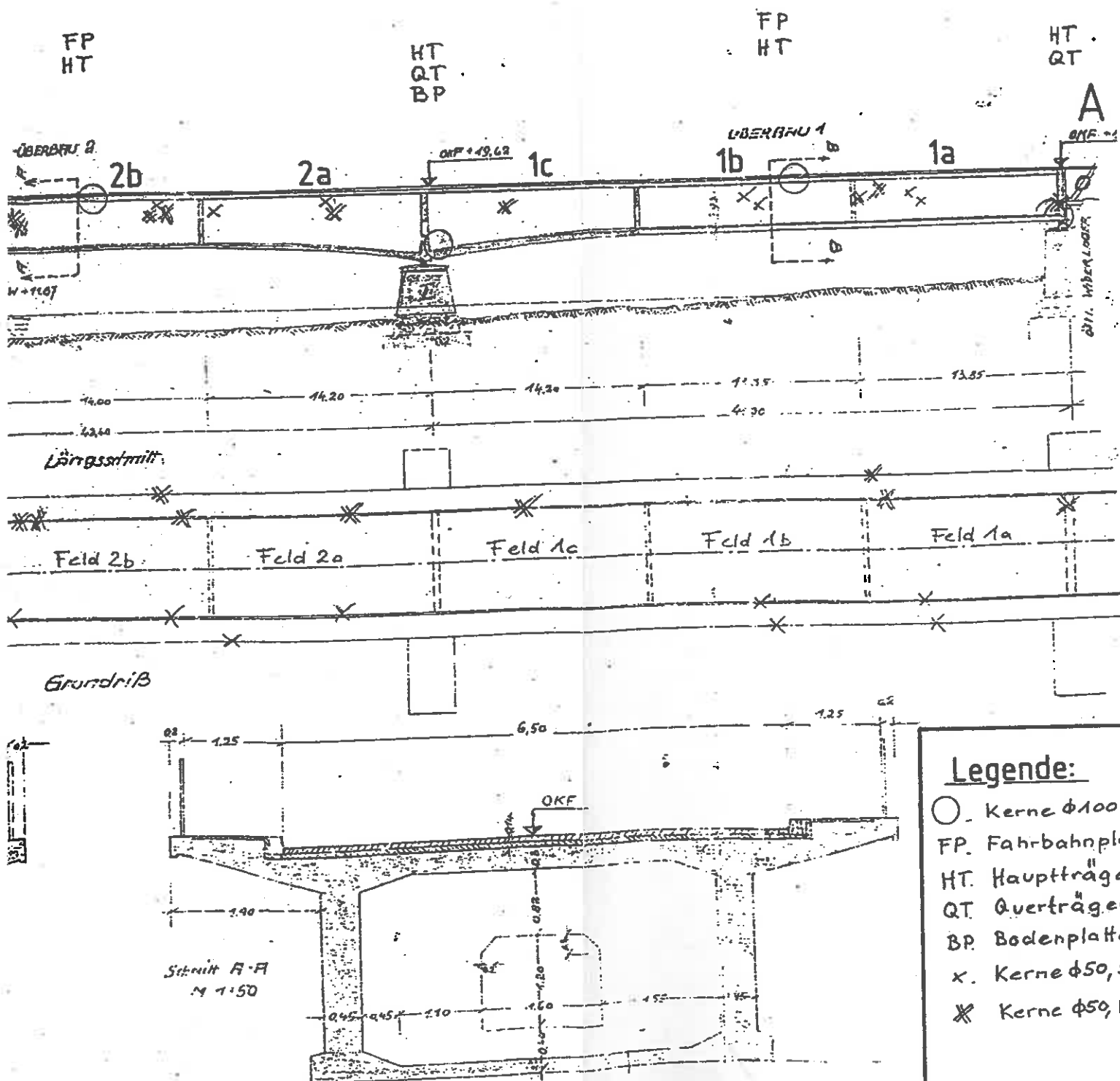
Kernbezeichnung	Rohdichte kg/dm ³	Druckfestigkeit N/mm ²	Bemerkung
1) 1 c BP 1	2,33	60,2	
2) 1 c BP 2	2,35	68,4	
3) 1 c BP 4	2,29	63,4	----- Estrichkörnung
4) 1 c BP am HT s	2,15	49,9	
5) 3 c HT s /1	2,33	52,9	----- aus zwei Hälften vermörtelt
6) 1 c QT s	2,28	52,0	
7) 3 c HT s	2,38	65,1	
8) 3 c HT s	2,35	55,5	
9) 3 b FP	2,28	74,8	
10) 2 c QT s	2,42	61,1	
11) 2 c QT s	2,35	68,0	
12) 2 b FP	2,32	63,5	
13) 1 b FP	2,37	79,0	
14) 1 c BP	2,48	75,8	----- Bewehrung quer zum Kern
15) 1 b FP	2,43	104,6	
16) 2 b BP	2,26	79,3	
17) 1 b HT n	2,36	53,0	
18) 1 b HT n	2,44	64,4	
19) 1 b HT n	2,38	53,4	
20) 1 b HT n	2,41	56,1	
21) 0 QT s	2,37	89,1	
22) 1 c QT s	2,48	58,4	
23) 2 c HT n	2,27	63,4	
24) 0 QT s	2,4	89,9	
25) 2 b HT n	2,4	79,8	
26) 0 QT s	2,41	85,3	----- starke Kiesnester Bewehr. quer im Ke:
27) 1 a HT n	2,36	42,8	
28) 1 c QT s	2,36	71,4	
29) 1 c HT s	2,41	81,6	
30) 1 a HT n	2,23	79,1	----- Kiesnest im Kern
31) 1 a HT n	2,38	60,4	
32) 3 b HT s	2,54	68,4	
33) 3 c QT n	2,35	65,0	
34) 3 c QT n	2,31	54,8	
35) 2 b HT n	2,35	72,0	
36) 2 b HT n	2,37	66,8	
37) 3 b HT s	2,26	61,0	
38) 3 c QT n	2,41	77,5	
39) 2 c HT n	2,39	64,5	
40) 1 c HT s	2,36	74,8	
41) 1 c HT s	2,37	78,5	

$$\bar{R} = 67,924 \text{ MPa}$$

$$S = 12,661 \text{ MPa} < 0,2 \bar{R}$$

Lageplan

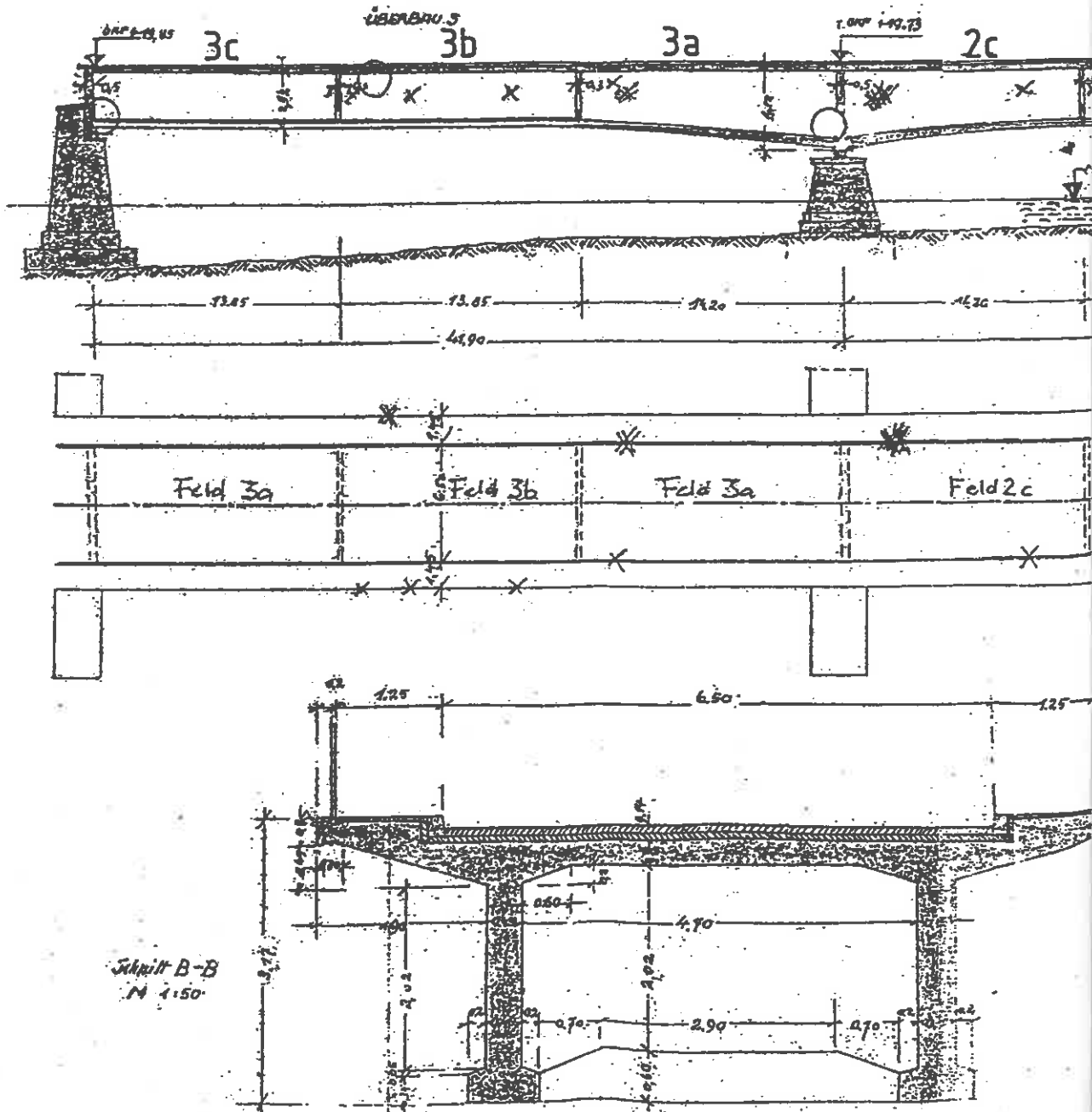
Bohrpunkte



HT
QT

FP
HT

HT
QT
BP



Zusammenfassung der Bohrprobenergebnisse

Hauptträger, Querträger und Bodenplatte

Alle Bohrkern ϕ 100 mm konnten bis auf die Proben aus Feld 1b, HTn sowie aus Feld 2b HTn nach DIN 1048 zur Festigkeitsprüfung herangezogen werden.

Bild 66 und 67 zeigen den Bohrkern 2b, HTni sowie deren Entnahmestellen. Die Nennfestigkeiten der entnommenen Bohrproben aus dem konstruktiven Beton erreichen alle Werte $\beta_{WS} > 50 \text{ N/mm}^2$, nach DIN 1048 Teil 2, Abschn. 5.3.2, so daß eine Serienfestigkeit des Betons in allen untersuchten Bauteilen

$$\beta_{WS} > 50 \text{ N/mm}^2 = \text{Festigkeitsklasse B45}$$

vorliegt.

Hiervon ausgenommen sind die Kerne

1 c BP am HT s (Estrichbeton aus der Voute)

1 a HT n (mit starken Nestern)

die nur in Bruchstücken geborgen werden konnten. Von 1 a HT n wurden insgesamt 3 Proben gezogen.

Bild 68 zeigt die Bohrkern aus den Hauptträgern.

Der Kornaufbau entspricht der Sieblinie A/B/32.

Obwohl der Beton hohe Druckfestigkeiten entwickelt, ist sein Gefüge, aufgrund der relativ schlechten Verdichtung bei der Herstellung, mit erheblichen Anteilen an Luftporen und Hohlräumen durchsetzt.

Um das tatsächliche Ausmaß der aufgenommenen Fehlstellen abschätzen zu können, wurden an diesen Stellen Bohrungen im ϕ 50 mm angeordnet.

Die Betonoberfläche im gesamten Innenbereich der Brücke wurde mit einem Zementmörtel ausgebessert, da über große Flächen die Bewehrung nach dem Ausschalen frei lag.

Sehr grobe Fehlstellen (siehe Bild 71 bis 75) sind mit einer bis zu 10 mm dicken Schicht abgedeckt worden.

Anhand der Fotos 76 bis 81 wird deutlich sichtbar, daß der Beton an diesen Stellen über die gesamte Bauteildicke äußerst schlecht verdichtet ist.

Załącznik nr 2

Wyniki badań próbek stali zbrojeniowej pobranych z konstrukcji mostu zamieszczonych
w dokumentacji inwentaryzacyjnej obiektu (pkt 2.)

Auszug aus Anlage 15

3. Untersuchung von 2 Stahlproben

3.1. Sichtprüfung

Probe 1:

- gesamte Oberfläche ist korrodiert.
- anhaftende Betonreste
- 2 Kerben vorhanden, wobei eine ca. 35 mm vom Rand entfernt und 5 mm tief, die zweite Kerbe am anderen Probenende 15 mm vom Rand entfernt und 2 mm tief ist.

Probe 2:

- Oberfläche ist nur leicht korrodiert.
- anhaftende Betonreste
- Eine Kerbe im Prüfbereich vorhanden, die ca. 130 mm vom Ende entfernt und 2 - 3 mm tief ist.

3.2. Ermittlung des Probenquerschnitts

Durchmesser und Querschnitt wurden nach DIN 488, Teil 3, bestimmt. Die Probenlänge l wurde mit einem Meßschieber ermittelt. Der Durchmesser berechnet sich nach:

$$d_s = 12,74 \sqrt{G/l} \quad (G = \text{Gewicht})$$

Der Querschnitt berechnet sich nach:

$$s_0 = \pi / 4 d_0^2$$

Probe-Nr.	Gewicht (g)	Länge (mm)	Durchmesser (mm)	Querschnitt (mm ²)
1	1174,0	334,6	23,86	447,3
2	1029,5	343,0	22,07	382,6

3.3. Zugfestigkeitsprüfung

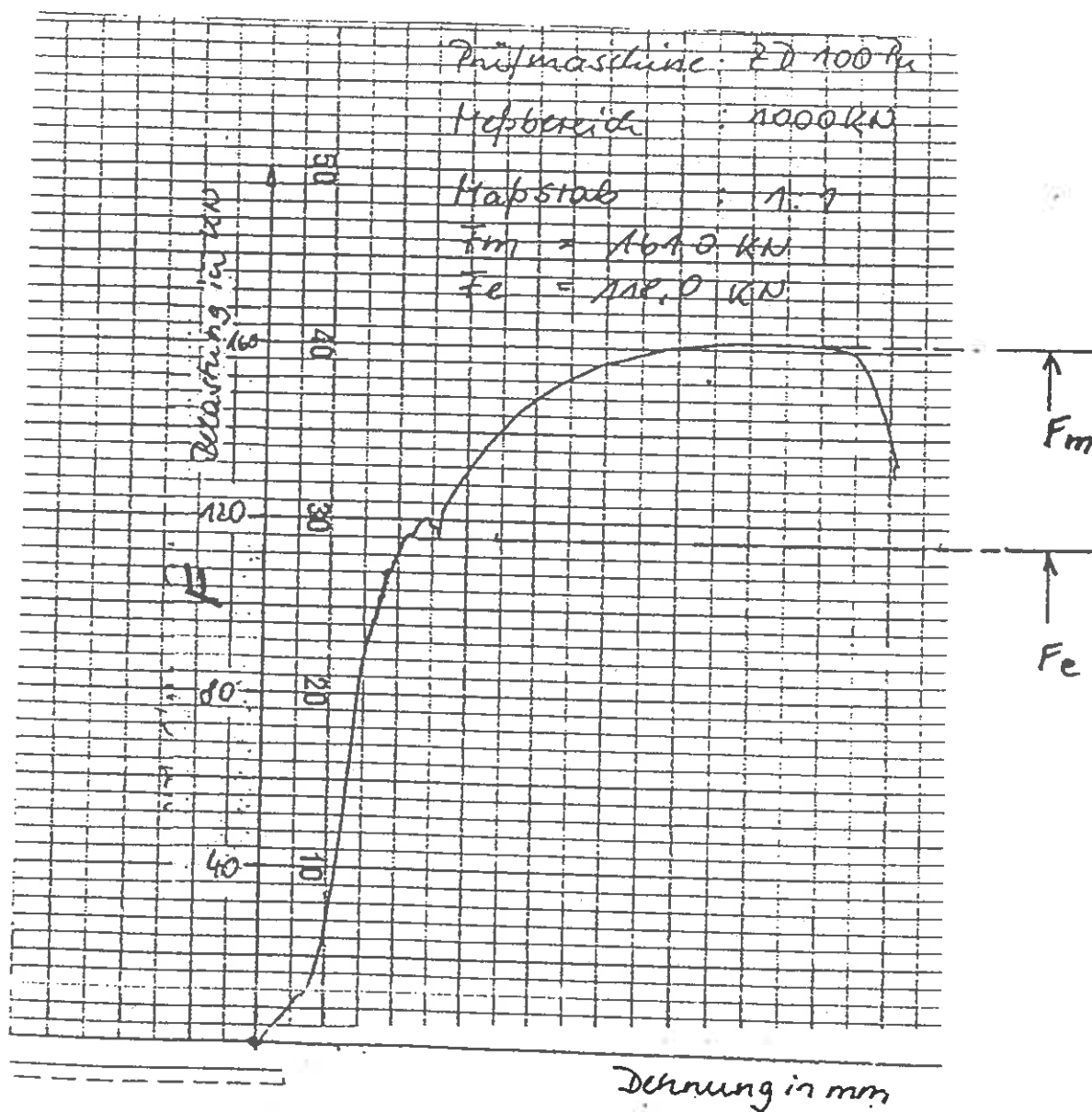
Die Zugfestigkeit wurde auf einer Prüfmaschine Typ 70 100, letzte Eichung 1989, bestimmt. Die Einzelwerte sind im folgenden aufgeführt:

Pr.	d _s mm	l ₀ mm	l _u mm	F _e kN	F _m kN	s ₀ mm ²	R _e N/mm ²	R _m N/mm ²	A ₅ %
1	23,86	120	162	118	161	447,3	264	360	35,2
2	22,07	110	129	140	190,5	382,6	366	498	17,3

* Probe ist im Bereich der Kerbe gerissen.

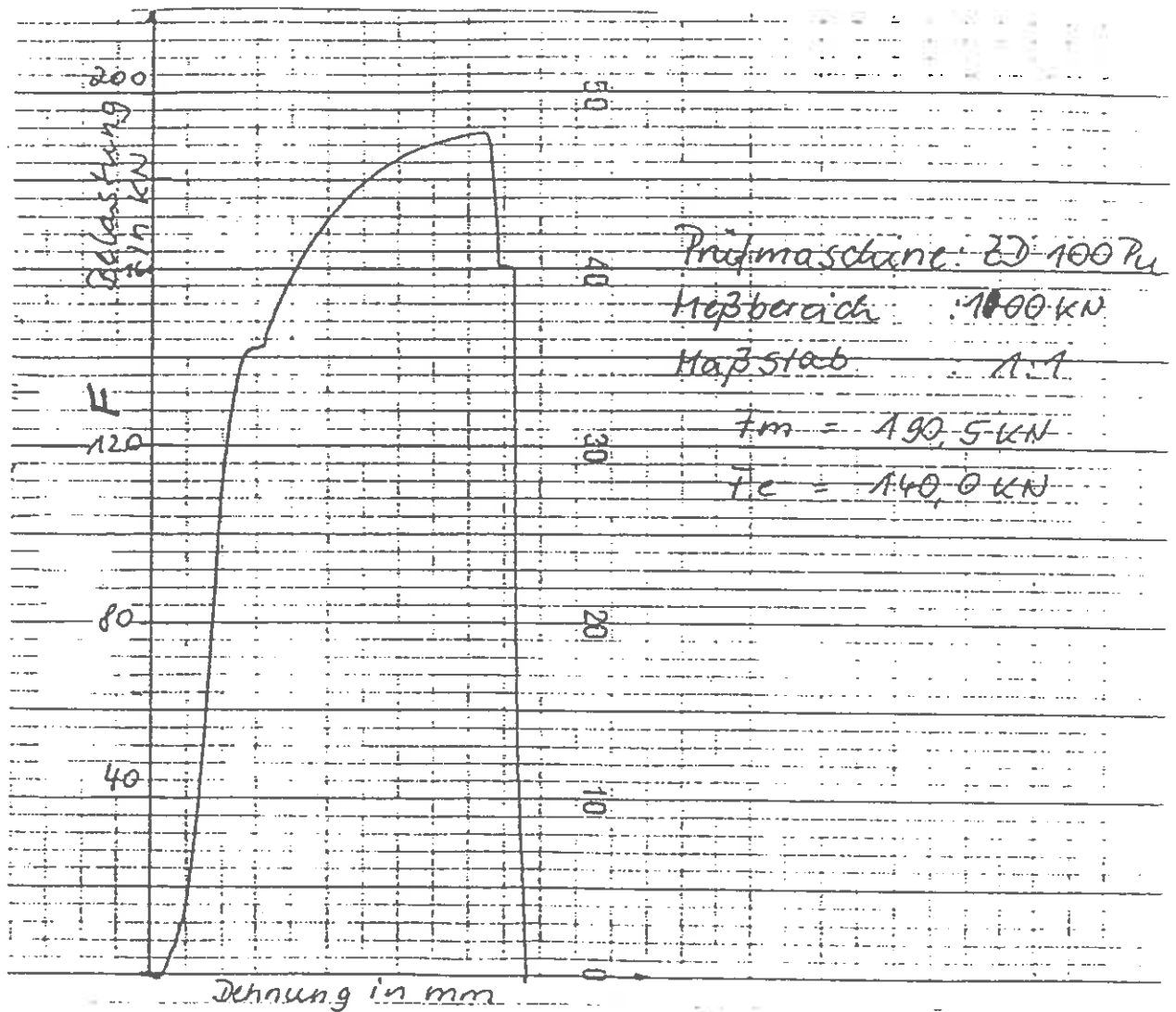
3.4. Belastungs-Dehnungs-Diagramm

Probe-Nr.: 1



- F_e - Kraft an der Streckgrenze
- F_m - Kraft an der Bruchgrenze
- R_m - Zugfestigkeit
- R_e - Spannung an der Streckgrenze
- A_5 - Bruchdehnung

Probe-Nr. 2

Hinweis:

Die an der Probe 2 vorhandene Kerbe führte zum Riß der Stahlprobe direkt an dieser Stelle. Deshalb ist im Diagramm die Dehnung nach Erreichung der Bruchgrenze (f_c) abgebrochen.

Tafel 26. Festigkeitseigenschaften der Betonstähle
(Erweiterte Fassung von DIN 1045, Tafel I)¹⁾

Gruppe	Bezeichnung	Nenn- durchmesser <i>d</i> mm	Mindest- streck- grenze $\frac{F_e}{\text{kg/cm}^2}$	Zug- festigkeit $\frac{F_m}{\text{kg/cm}^2}$	Mindest- bruch- dehnung ($L_0=10d$) %	Falt- versuch Dorn- durch- messer ²⁾	Rückbiegeversuch Rollendurchmesser ³⁾ für Nenn- durchmesser <i>d</i>	
							≤ 10 mm	> 10 mm
1	2	3	4	5	6	7	8a	8b
I	Beton- stahl I	—	—	—	—	—	—	—
I	Beton- rippen- stahl I	≤ 26	2200 ≈ 220 N/mm ²	3400 bis 5000 ≈ 340 bis 500 N/mm ²	18	2 <i>d</i>	4 <i>d</i>	4 <i>d</i>
IIa (natur- hart)	Beton- stahl II	≤ 18 > 18	3600 3400	5000 bis 6200 5000 bis 6400	20 18	2 <i>d</i> 2 <i>d</i>	—	—
	Beton- rippen- stahl II	≤ 18 18 bis ≤ 26	3600 3400	5000 bis 6200 5000 bis 6400	18	3 <i>d</i>	5 <i>d</i>	6 <i>d</i>
IIb (kalt- verformt)	Sonder- betonst. II	≤ 18 > 18	3600 3400	≥ 5000	14	2 <i>d</i>	—	—
IIIa (natur- hart)	Beton- stahl III	≤ 18 > 18	4200 4000	—	18	2 <i>d</i>	—	—
	Beton- rippen- stahl III	≤ 18 18 bis ≤ 26	4200 4000	≥ 5000	10	3,5 <i>d</i>	5 <i>d</i>	7 <i>d</i>
IIIb (kalt- verformt)	Sonder- beton- stahl III	≤ 18 > 18	4200 4000	—	—	2 <i>d</i>	—	—
	Sonder- beton- rippen- stahl III	≤ 18 18 bis ≤ 26	4200 4000	≥ 5000	8	3,5 <i>d</i>	5 <i>d</i>	7 <i>d</i>
IVa (natur- hart)	Beton- stahl IV	—	—	—	16	2 <i>d</i>	—	—
	Beton- rippenst. IV	≤ 26	5000	—	10	4 <i>d</i>	5 <i>d</i>	8 <i>d</i>
IVb (kalt- verformt)	Sonder- betonst. IV	—	5000	—	8	2 <i>d</i>	—	—

1) Bestimmungen des deutschen Ausschusses für Stahlbeton, 7. Aufl. Berlin 1960, Verlag von Wilh. Ernst und Sohn, S. 12 u. S. 455 einschl. Berichtigung hierzu.

2) Biegewinkel 180°.

3) Biegewinkel 45° — Rückbiegewinkel nach künstl. Alterung 22,5°.

Załącznik nr 3

Wyniki badań stanu zbrojenia dźwigarów głównych zamieszczonych w dokumentacji inwentaryzacyjnej obiektu (pkt 2.)

9.0 Ergebnisse der Materialuntersuchungen

9.1 Stahlbetonüberbau 1 bis 3

9.1.1 Beurteilung der vorhandenen Bewehrung

An vier markanten Stellen der Stahlbetonbrücke wurden von der Fa. Bau-Prüfservice die Bewehrung freigestemmt.

Die Stellen sind im Lageplan Bild 50 eingetragen.

Die freiliegende Bewehrung wurde fotografiert und die Querschnitte gemessen.

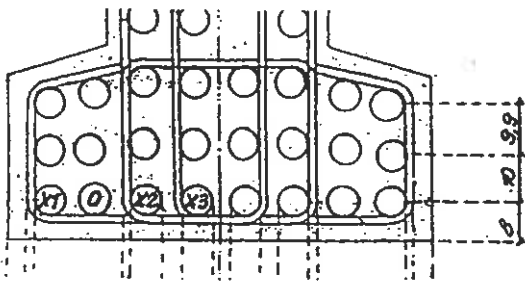
Stelle Feld 3c NORD:

Schadstelle, Unterseite Steg Nord

Fotos Nr. 51 bis 52

Betondeckung unter dem Bügel	etwa 30 mm
" bis zur ersten Bewehrungslage	etwa 48 mm

Bewehrungsskizze:



X	=	Längsbewehrung	φ	60	mm
O	=	Längsbewehrung	φ	40	mm
	=	Bügel	φ	16	mm

Folgende Werte wurden an der Bewehrung gemessen, nachdem der Rost entfernt wurde (dünnste Stelle):

- X1 = 58,7 mm
- O = 39,5 mm
- || = 11,6 mm

Beschreibung des Schadensbildes:

Bei der Untersuchung der Brücke wurde an dieser Stelle ein etwa 10 x 10 cm großes Loch vorgefunden.

Der Beton klang beim Abklopfen der Längsbewehrung hohl.

Die Stemmarbeiten waren lediglich für die äußer Betonschicht von etwa 3 cm notwendig, da sich die darüber befindliche erst und zum Teil auch die zweite Bewehrungslage völlig frei in einem Hohlraum lagen.

Auf Bild 52 wird deutlich, daß sich die Hohlräume bis zur dritten Bewehrungslage (etwa 20 cm) fortsetzen.

Entlang der Bewehrung konnte man zum Teil den Maßstab bis zu 70 cm hineinschieben.

An dem sich in diesem Bereich befindlichen Bügel, Durchmesser 16 mm, wurde ein Restquerschnitt von 11,6 mm gemessen (Bild 51).

Das entspricht einer Querschnittsminderung von rund 47,4 % .

Die Längsbewehrung ist in diesem Bereich großflächig mit Rost überzogen. Die Querschnittsminderungen liegen hier zwischen 4,3 % und 2,5 %.

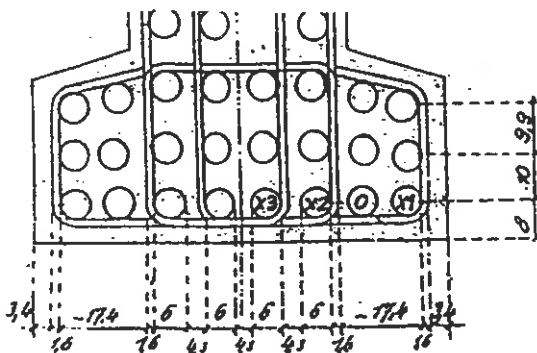
Stelle Feld 3a SÜD:

Schadstelle, Unterseite Steg Süd

Fotos Nr. 54 und 55

Betondeckung unter dem Bügel	etwa 15 mm
" bis zur ersten Bewehrungslage	etwa 30 mm

Bewehrungsskizze:



X	=	Längsbewehrung	φ	60 mm
O	=	Längsbewehrung	φ	40 mm
	=	Bügel	φ	16 mm

Folgende Werte wurden an der Bewehrung gemessen, nachdem der Rost entfernt wurde (dünnste Stelle):

- X1 = 60,2 mm
- O = 40,3 mm
- || = 15,8 mm
- || = 15,9 mm

Beschreibung des Schadensbildes:

Vorgefunden wurde ein etwa 10 x 35 cm großes, und etwa 8 cm tiefes Loch. Der Beton konnte an dieser Stelle mit wenigen Hammerschlägen entfernt werden. Es wurden Holzstücke sowie größere Klumpen Sägemehl vorgefunden Bild 54.

Die zweite Bewehrungslage ist zu etwa 90 % mit Beton umhüllt.

Alle freiliegenden Stähle sind mit Rost überzogen.

Die Bügelbewehrung weist etwa 2,5 % Querschnittsminderung auf, an der Längsbewehrung konnte keine Minderung ermesssen werden.

Obwohl im allgemeinen die markantesten Schäden Unterseite–Steg–Außen vorliegen, muß auch an der Innenseite der Stege mit weiteren Hohlräumen gerechnet werden, Bild 55.

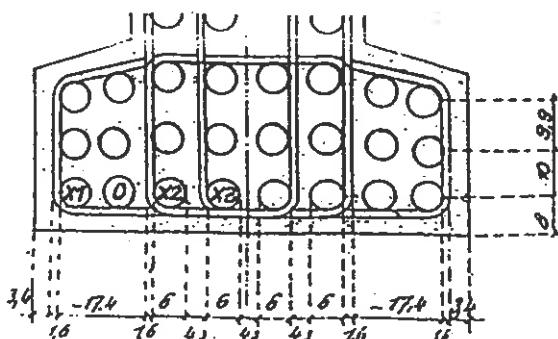
Stelle Feld 2b NORD:

Schadstelle, Unterseite Steg Nord

Fotos Nr. 56 und 57

Betondeckung unter dem Bügel	etwa 35 mm
" bis zur ersten Bewehrungslage	etwa 50 mm

Bewehrungsskizze:



X	=	Längsbewehrung	φ	60 mm
O	=	Längsbewehrung	φ	40 mm
	=	Bügel	φ	16 mm

Folgende Werte wurden an der Bewehrung gemessen, nachdem der Rost entfernt wurde (dünnste Stelle):

- X1 = 59,0 mm
- O = 40,0 mm
- || = 16,5 mm Eisen zum Teil vom Beton umhüllt.

Beschreibung des Schadensbildes:

Es wurde ein etwa 25 x 15 cm großes, und etwa 12 cm tiefes Loch vorgefunden. Im Bereich von 1,5 m links und rechts der Schadstelle klingt der Beton noch hohl.

Die etwa 3 cm dicke äußere Betonschicht war ohne Verbund und konnte leicht abgestemmt werden.

Entlang der Bewehrung kann der Maßstab mühelos bis zu 60 cm tief hineingesteckt werden. In senkrechter Richtung bis zu 50 cm, Bild 57.

Das heißt, daß an diesem Bereich das komplette Bewehrungspaket frei liegt. Die Querschnittsminderung der Längsbewehrung beträgt etwa 3,5 % . An den freiliegenden Bügel konnte keine Minderung gemessen werden.

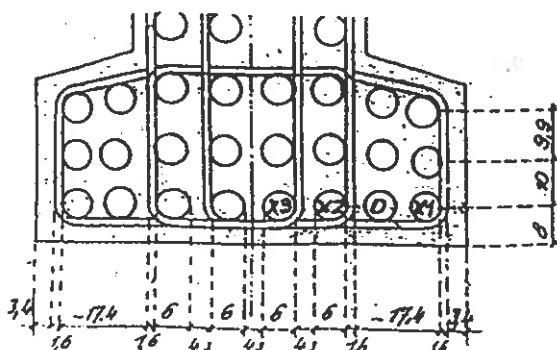
Stelle Feld 2b SÜD:

Schadstelle, Unterseite Steg Süd

Foto Nr. 58

Betondeckung unter dem Bügel	etwa 20 mm
" bis zur ersten Bewehrungslage	etwa 40 mm

Bewehrungsskizze:



X	=	Längsbewehrung	φ	60 mm
O	=	Längsbewehrung	φ	40 mm
	=	Bügel	φ	16 mm

Folgende Werte wurden an der Bewehrung gemessen, nachdem der Rost entfernt wurde (dünnste Stelle):

- X1 = ---,- mm Keine Messung, da Eisen vom Beton weitgehend umhüllt.
- O = ---,- mm Keine Messung, da Eisen vom Beton weitgehend umhüllt.
- || = 16,8 mm Eisen zum Teil vom Beton umhüllt.

Beschreibung des Schadensbildes:

Es wurde ein etwa 10 x 10 cm großes Loch vorgefunden. Der Beton klingt im Umkreis von etwa 50 cm hohl.

Die rund 3 cm dicke Betondeckung mußte abgestemmt werden. Es war ein mäßiger Verbund zur Bügelbewehrung vorhanden.

Die freigelegte Hohlstelle hat die Maße 43 x 17 x 4 cm. Die Längsbewehrung ist zu 90 % mit Beton umhüllt, Bild 58.

An der Bewehrung konnte keine Querschnittsminderung festgestellt werden.

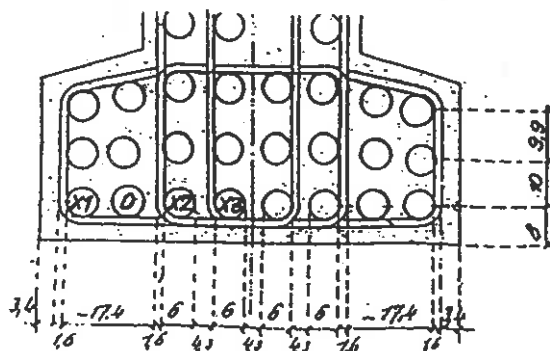
Stelle Feld 1C NORD:

Schadstelle, Unterseite Steg Nord

Fotos Nr. 59 bis 61

Betondeckung unter dem Bügel	etwa 25 mm
" bis zur ersten Bewehrungslage	etwa 40 mm

Bewehrungsskizze:



- X = Längsbewehrung ϕ 60 mm
- O = Längsbewehrung ϕ 40 mm
- || = Bügel ϕ 16 mm

Folgende Werte wurden an der Bewehrung gemessen, nachdem der Rost entfernt wurde (dünnste Stelle):

- X1 = 57,4 mm
- O = 38,5 mm
- || = 14,2 mm

Beschreibung des Schadensbildes:

Die vorgefundene offene Stelle hat die Ausmaße 43 x 17 x 11 cm, siehe Bild 59.

Entlang der Längsbewehrung konnte der Maßstab noch etwa 30 cm hineingeschoben werden.

Rostschäden sind bis zur zweiten Bewehrungslage festzustellen, Bild 60 und 61.

Die Querschnittsminderung der Bügel beträgt etwa 21 %, die der Längsbewehrung zwischen 7,8 % und 8,5 %.

Bewertung der Meßergebnisse

Es wird davon ausgegangen, daß mit der Bewehrungsaufnahme an den oben aufgeführten fünf markanten Stellen, die größtmöglichen Schäden an Bewehrungsteilen erfaßt wurden, da sie über Jahrzehnte der Witterung ohne jeglichen Schutz ausgesetzt waren.

Für die statische Beurteilung des Brückenbauwerkes ergeben sich aus dieser Untersuchung folgende zu berücksichtigende Punkte:

- Es muß davon ausgegangen werden, daß die unterste Bewehrungslage im Bereich Stegunterseite über die gesamte Brückenlänge nur ungenügenden oder keinen Betonverbund aufweist.

Dies betrifft die nördlichen sowie die südlichen Hauptträger in etwa im gleichen Maße.

Alle markanten Punkte liegen im Zugbeanspruchten Bereich.

– Die Querschnittsminderung der Längsbewehrung muß mit durchschnittlich 4 % angenommen werden.

– Es muß davon ausgegangen werden, daß die Bügelbewehrung in diesem Bereich im Durchschnitt um 3 % im Querschnitt gemindert anzusetzen ist.

Vereinzelte Bügelausfälle (Querschnittsminderung bis zu 50 %) könnten durch Reserven aufgefangen werden (Abschätzung durch Schubdeckungslinie)

Für die statischen Nachrechnungen werden folgende Kennwerte angesetzt:

- Betonstahl für Platte und Hauptträger: $\sigma_{ezul} = 140 \text{ N/mm}^2$
- Betongüte: B45

Begründung:

Untersuchung der Zugfestigkeit des Betonstahls im Stahlbetonüberbau

Die Zugversuche an den beiden entnommenen Bewehrungsstäben haben ergeben, daß die Zuordnung der Bewehrung zum Betonstahl I (St A I) in der Nachrechnung des Betonüberbaus von 1970 und 1991 richtig ist (sh. Tabelle Seite 29a4).

Allerdings hat die Entnahme der Betonstähle auch gezeigt, daß zumindest in dem untersuchten Teil der Brücke die Bestandspläne nicht die tatsächliche Bewehrungsführung beinhalten.

Die Probendurchmesser ($d_1 = 24 \text{ mm}$, $d_2 = 22 \text{ mm}$) entsprachen nicht dem verzeichneten Durchmesser $d = 20 \text{ mm}$.

Die Tatsache, daß in den Suchschlitzen die Bewehrung mit einer Betondeckung von $\geq 12 \text{ cm}$ angetroffen wurde, kann darauf zurückgeführt werden, daß beim Betoniergang stellenweise die Bewehrung unsachgemäß begangen wurde. Es wird davon ausgegangen, daß die vorgefundene Bewehrungslage nicht repräsentativ für die gesamte Fahrbahnplatte ist.

Das Bautagebuch bestätigt, daß die Bewehrung ordnungsgemäß eingebaut wurde, Mängel wurden abgestellt und Änderungen der Eisendurchmesser wurden statisch richtig ausgeglichen.

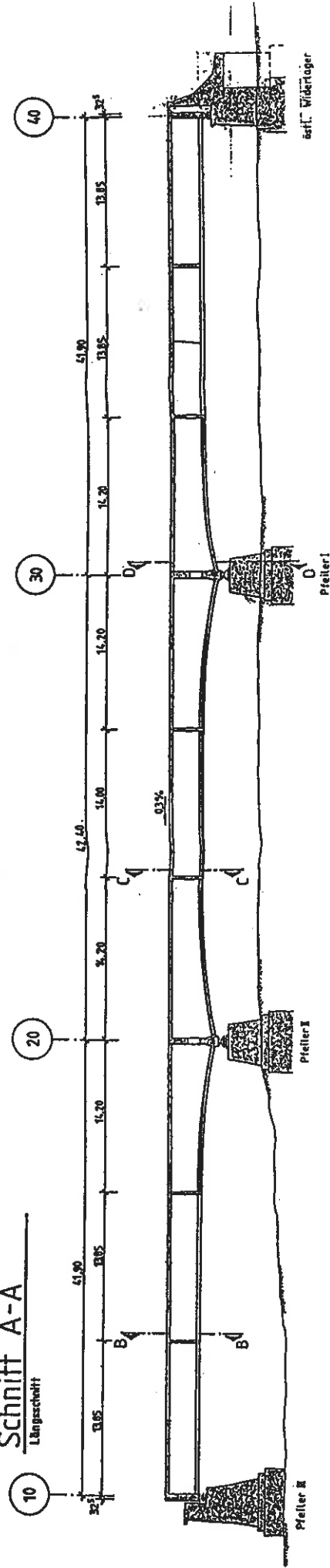
Załącznik nr 4

Wybrana dokumentacja rysunkowa istotna pod kątem ekspertyzy

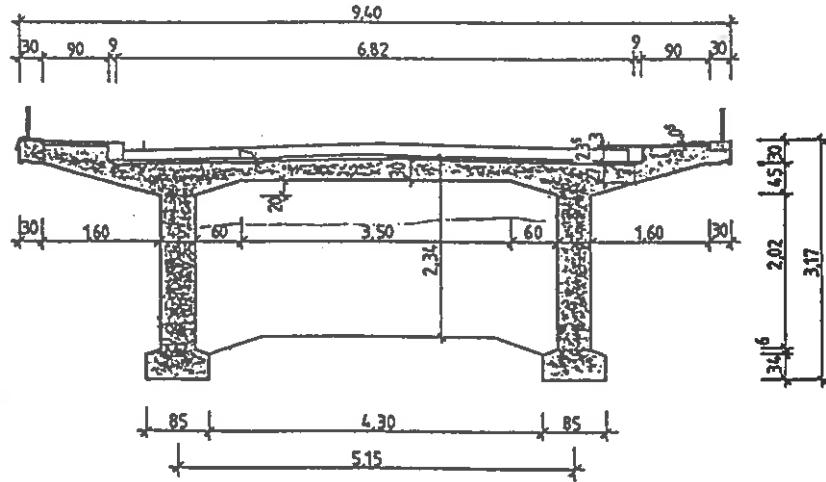
1.4 ÜBERSICHTSZEICHNUNG

Schnitt A-A

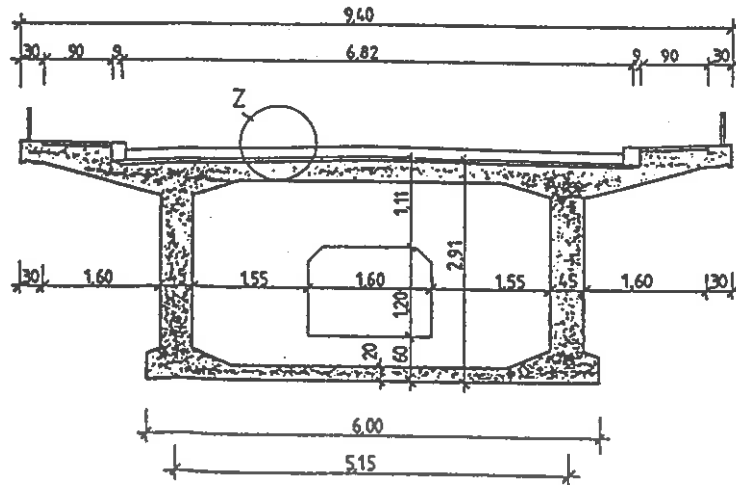
Längsschnitt



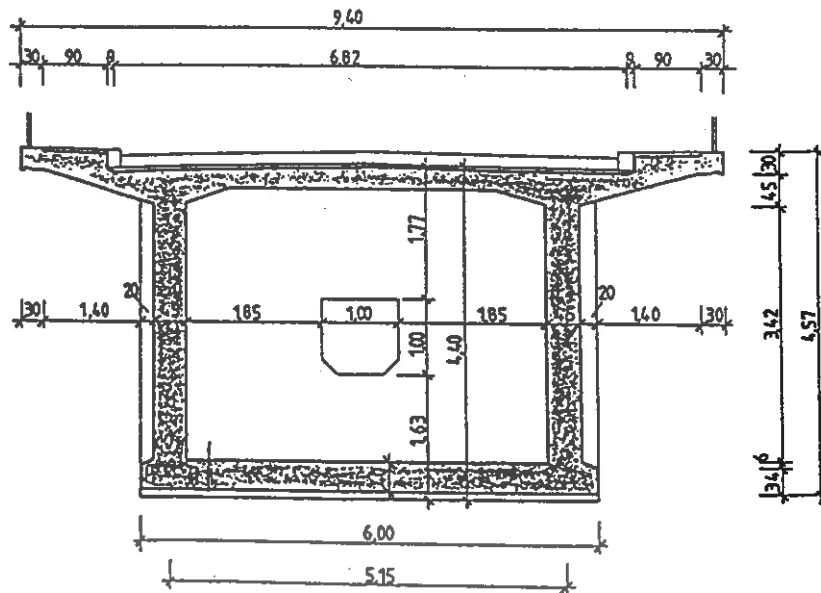
Schnitt B-B

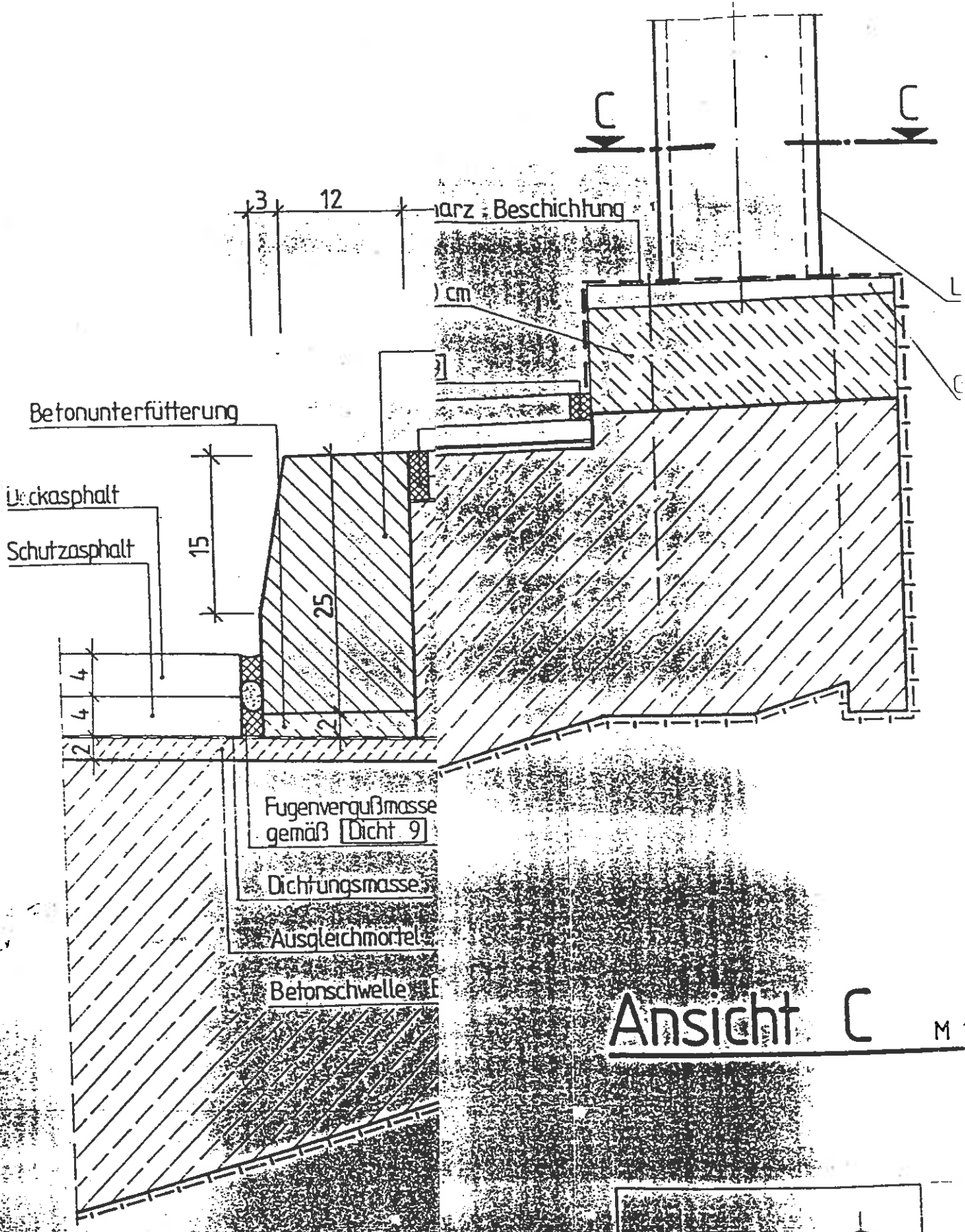


Schnitt C-C



Schnitt D-D





Betonunterfütterung

Druckasphalt

Schutzasphalt

Harz-Beschichtung

cm

15

25

4
4
2

Fugenverfüßmasse
gemäß Dicht 9

Dichtungsmasse

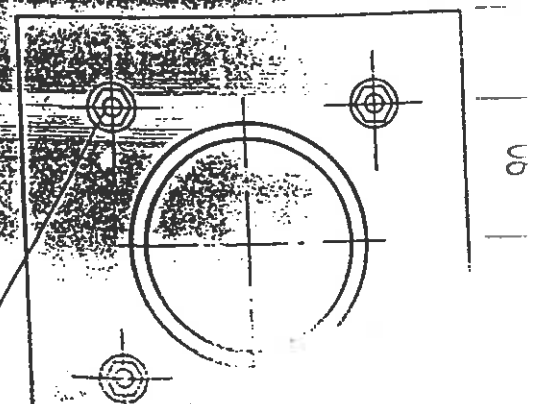
Ausgleichmörtel

Beton Schwelle

Ansicht C

M

10
en Scheiben

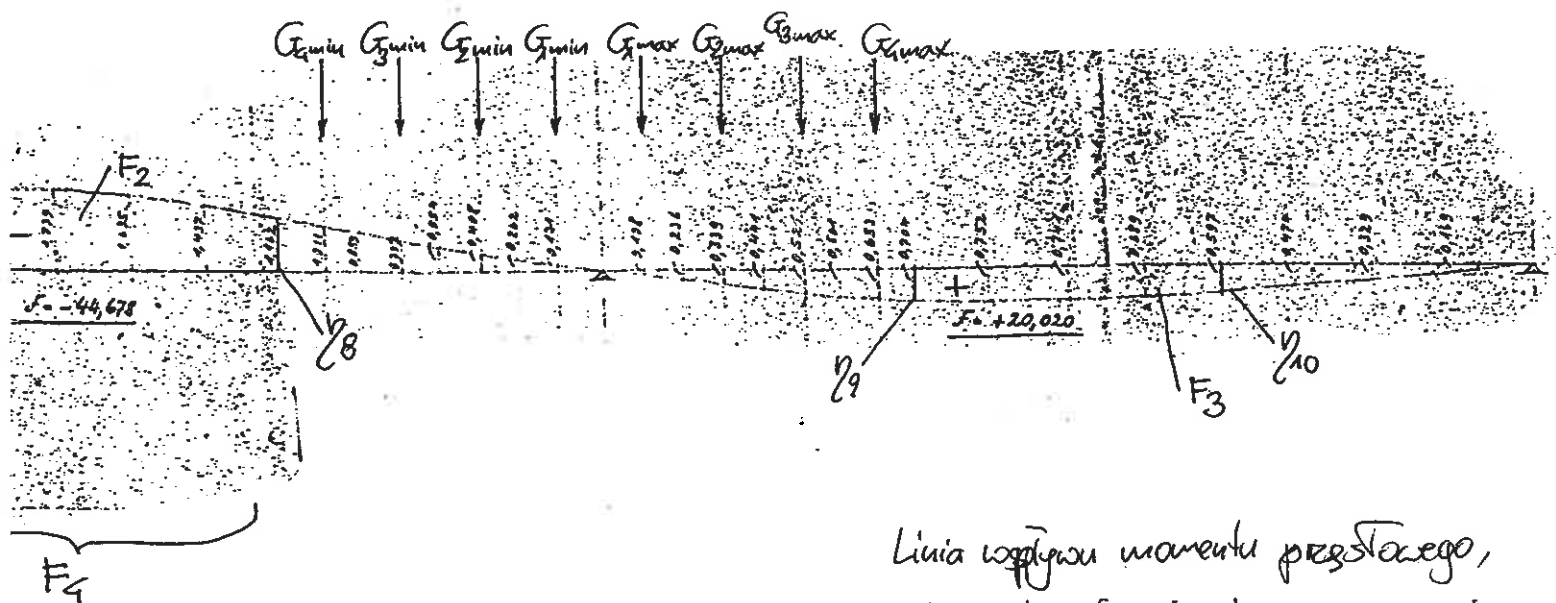
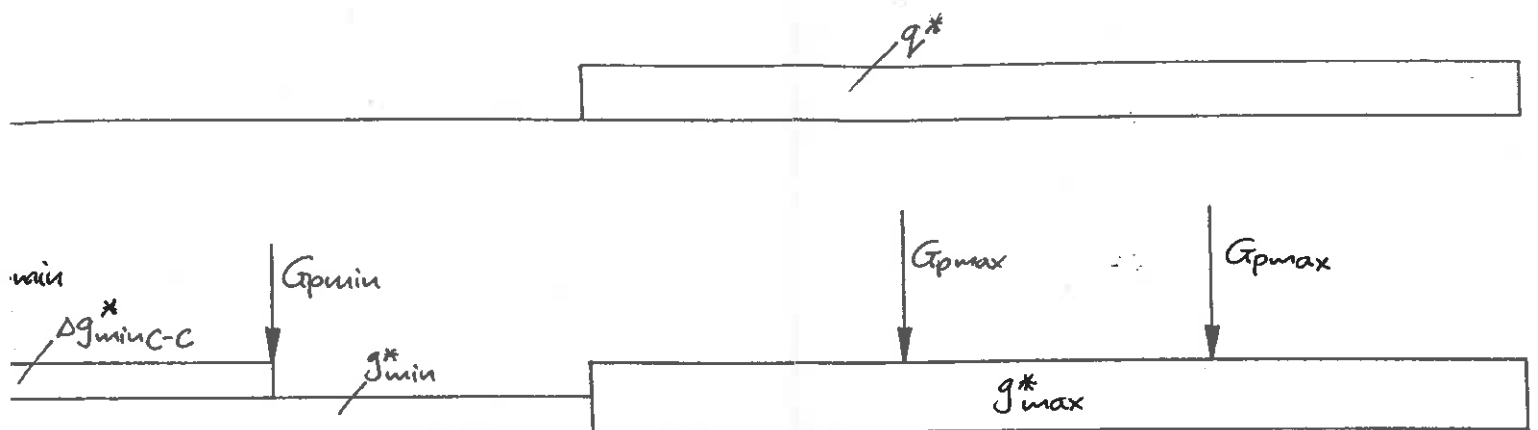


Wybrane wielkości z obliczeń teoretycznych

Załącznik nr 5

$$+y_0) + \sum G_{i\max} \eta_i + \sum G_{i\min} \eta_i = 106.259 \cdot 190.458 + 76.263 \cdot (-44,740) + 10.263 \cdot (-17,510) +$$

$$+ 103,308(1,160 + 0,339) + 141,943(0,356 + 0,108) + 106,457(-0,318 - 0,131) + 77,482(-0,888 - 0,408) +$$



Linia wpływu momentu przęstowego,
 Schemat obciążenia, wyznaczenie
 wartości tego momentu

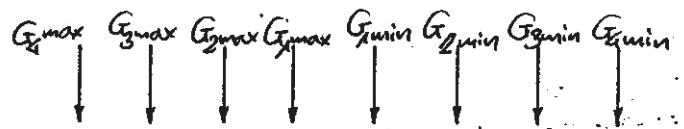
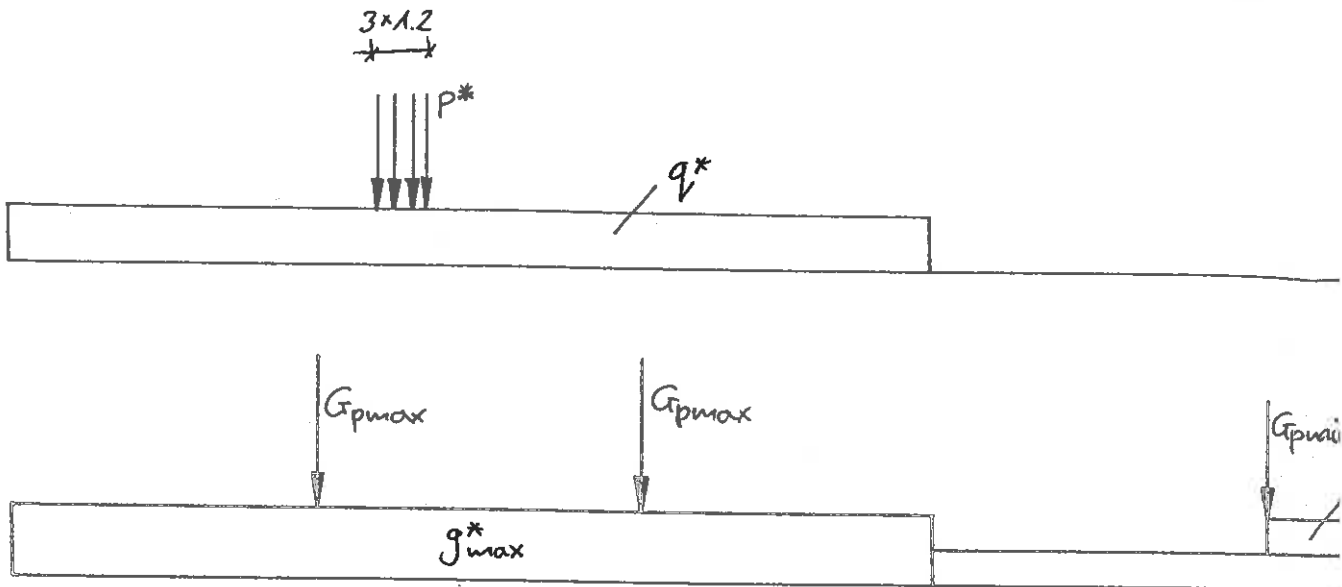
$$35 + \frac{1,462}{2} \Big] = -17,518 \text{ m}^2$$

$$\left. \begin{aligned} \eta_7 &= -1,707 \text{ m} \\ \eta_8 &= -1,462 \text{ m} \end{aligned} \right\} \eta_7 + \eta_8 = -3,169 \text{ m}$$

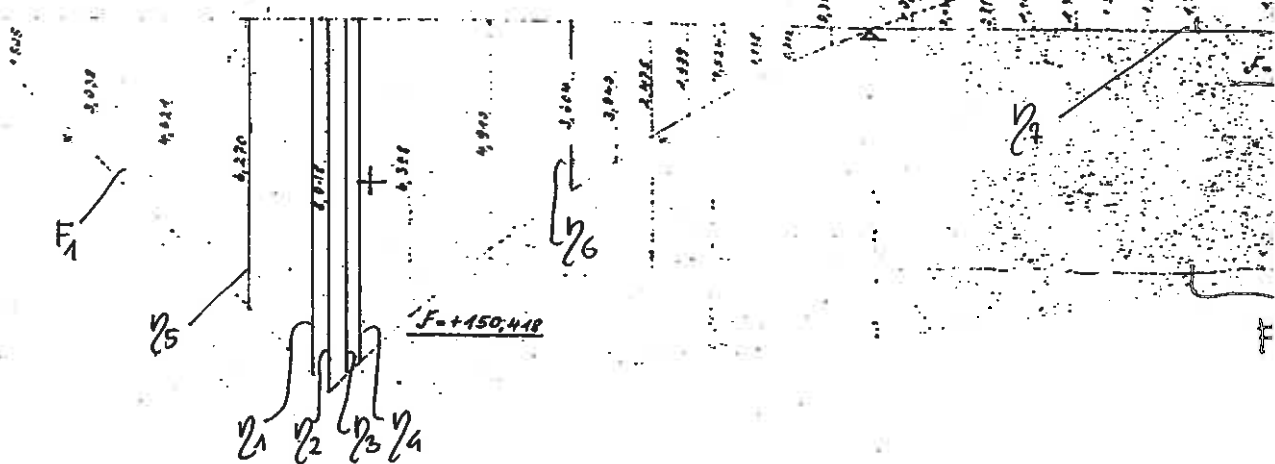
$$M_g = g_{\max}^* \cdot (F_1 + F_3) + g_{\min}^* \cdot F_2 + \Delta g_{\min G-C}^* \cdot F_4 + G_{p\max} (\eta_5 + \eta_6 + \eta_9 + \eta_{10}) + G_{p\min} (\eta_7 + \eta_8) + 76.930 \cdot 12.481 + 46.159 \cdot (-3.169) + 48.990 (3.04 + 0.653) + 70.908 (1.999 + 0.521) + 53.182 (-1.328 - 0.707) + 36.742 (-1.611 - 1.011) = 17687.734 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{uzipke}} = P^* \cdot \sum_1^4 \eta_i + q^* (F_1 + F_3) = 83.362 \cdot 29.801 + 12.284 \cdot 190.458 = 4823.857 \text{ kNm}$$

$$M = M_g + M_{\text{uzipke}} = 17687.734 + 4823.857 = 22511.591 \text{ kNm}$$



TKS-Linie Δ
 $F_+ = +170,438$
 $F_- = -44,678$
 $\Sigma F = +125,760$



$$F_1 = 170,438 \text{ m}^2$$

$$F_2 = -44,678 \text{ m}^2$$

$$F_3 = 20,020 \text{ m}^2$$

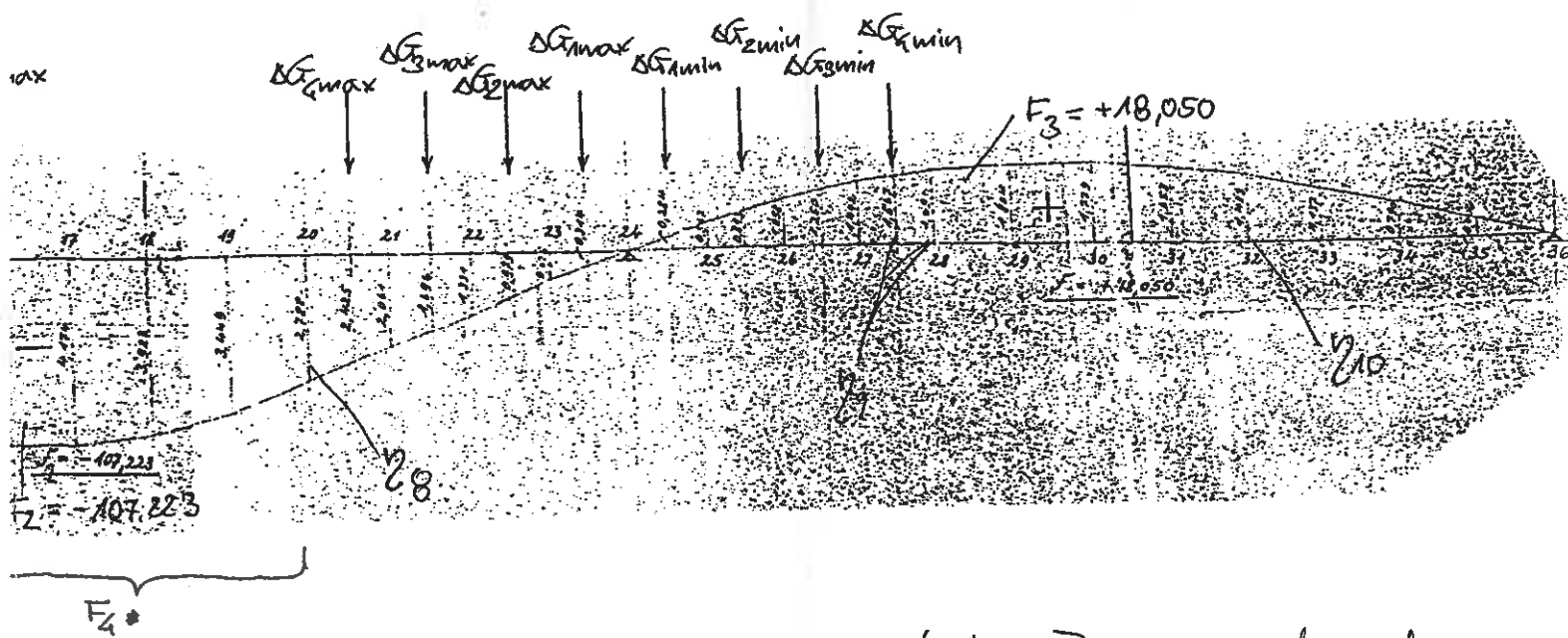
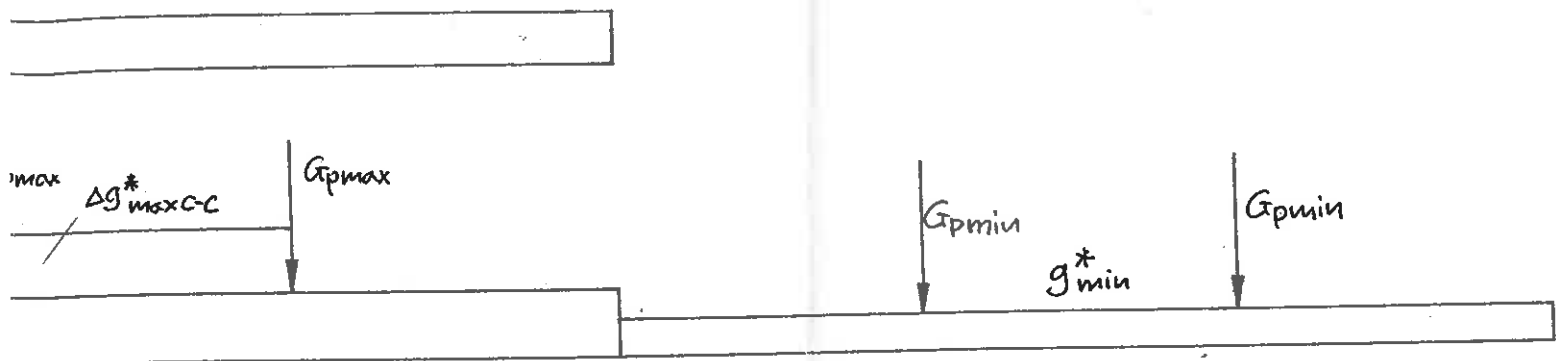
$$F_1 + F_3 = 190,458 \text{ m}^2$$

$$F_4 = -3.533 \left[\frac{1.707}{2} + 1.739 + 1.685 \right]$$

$$\left. \begin{array}{l} \eta_1 = 7.417 \text{ m} \\ \eta_2 = 8.018 \text{ m} \\ \eta_3 = 7.461 \text{ m} \\ \eta_4 = 6.905 \text{ m} \end{array} \right\} \sum_1^4 \eta_i = 29.801 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \eta_5 = 6.270 \text{ m} \\ \eta_6 = 4.910 \text{ m} \\ \eta_9 = 0.709 \text{ m} \\ \eta_{10} = 0.597 \text{ m} \end{array} \right\} \eta_5 + \eta_6 + \eta_9 + \eta_{10} = 12.481$$

$$\begin{aligned}
 & \sum \Delta G_{\max i} \gamma_i + \sum \Delta G_{\min i} \gamma_i = 106.259 \cdot (-250.311) + 76.263 \cdot 48.05 + 13.684 \cdot (-52.954) + \\
 & 308 \cdot (-2.554 - 2.131 - 0.977) + 70.908 \cdot (-3.931 - 3.198 - 1.676) + 48.990 \cdot (-4.926 - 3.867 - 2.425) + \\
 & 6,939 \text{ kNm} \\
 & \text{kNm}
 \end{aligned}$$



Linia wpływu momentu podporowego
 skrajną obciążenia, wyznaczenie
 wartości tego momentu

$$\left. \begin{array}{l} 1,691 \\ 1,439 \end{array} \right\} \eta_9 + \eta_{10} = 3,13 \text{ m}$$

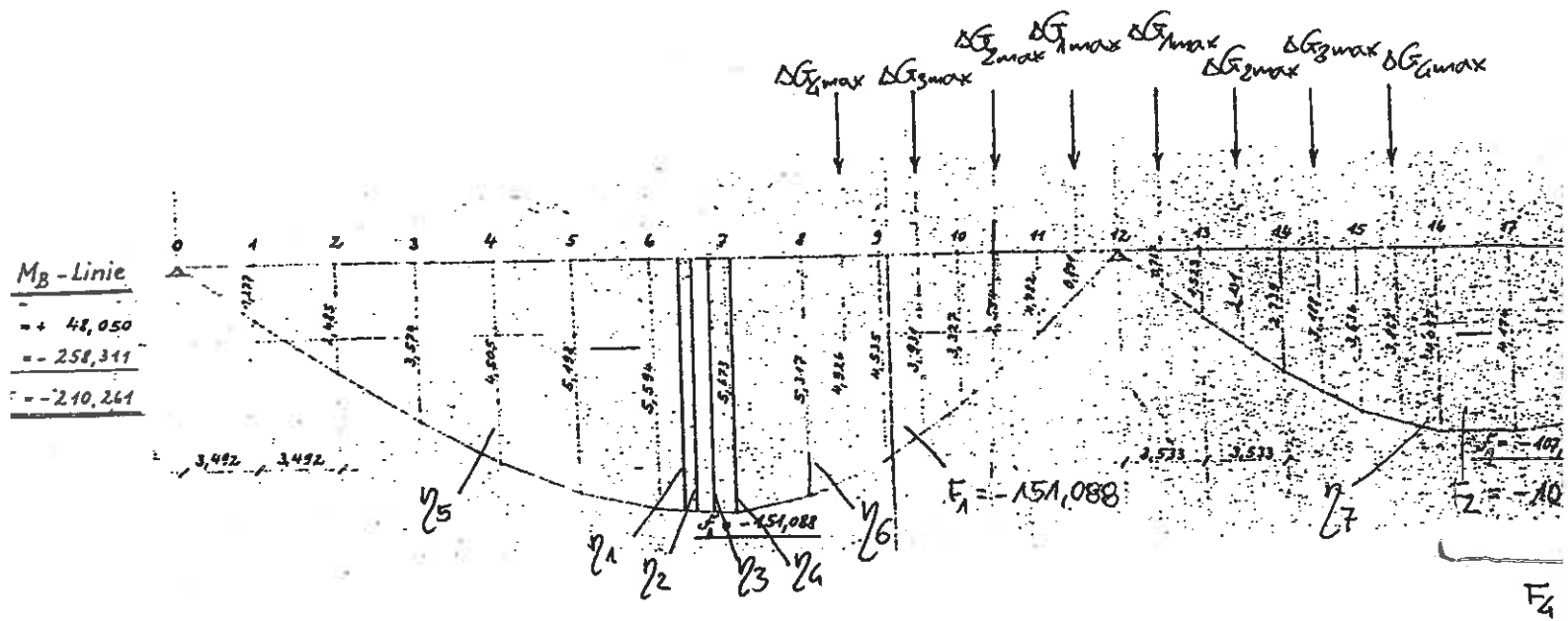
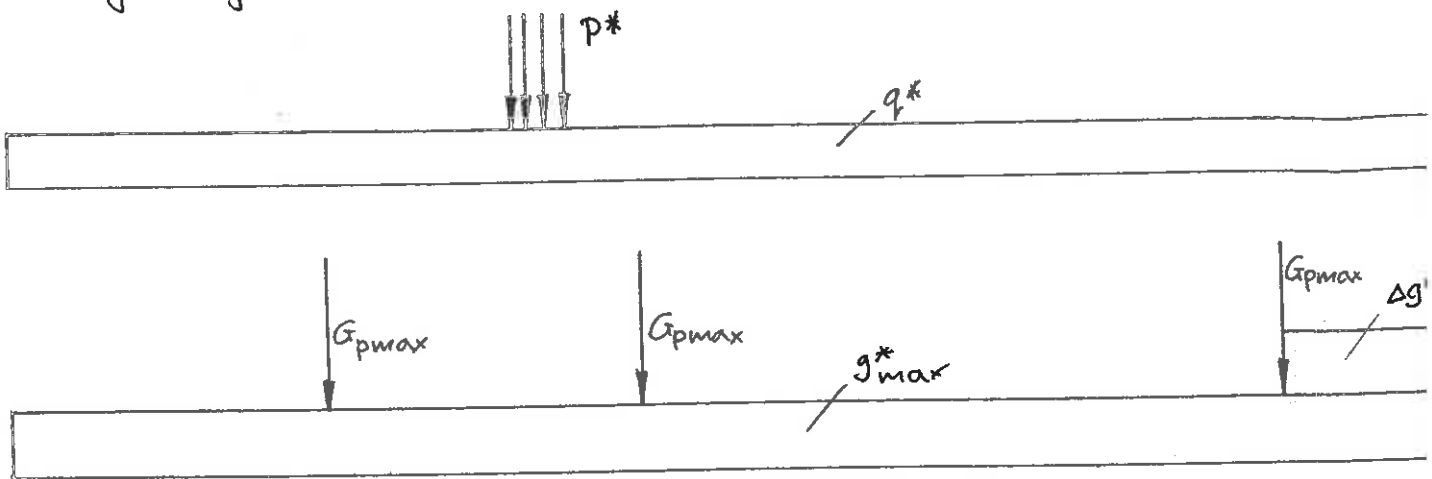
$$M_g = g_{\max}^* (F_1 + F_2) + g_{\min}^* F_3 + \Delta g_{\max}^* c \cdot c \cdot F_4 + G_{p\max} \sum_5^8 \eta_i + G_{p\min} (\eta_9 + \eta_{10}) + \sum_B G_{m\max}$$

$$+ 76,930(-16,707) + 46,159 \cdot 3,13 + 141,243 \cdot (-0,891 - 0,767 - 0,314) + 103,308 \cdot (-$$

$$+ 106,457 \cdot 0,884 + 77,482 \cdot 0,813 + 53,182 \cdot 1,250 + 36,742 \cdot 1,567 = -27476,939 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{uzytk}} = P^* \cdot \sum_1^4 \eta_i + q^* (F_1 + F_2) = 83,362(-22,51) + 12,284(-258,311) = -5049,571 \text{ kNm}$$

$$M = M_g + M_{\text{uzytk}} = -27476,939 - 5049,571 = -32520,810 \text{ kNm}$$



$$F_1 = -151,088 \text{ m}^2$$

$$F_2 = -107,223 \text{ m}^2$$

$$F_3 = 48,050 \text{ m}^2$$

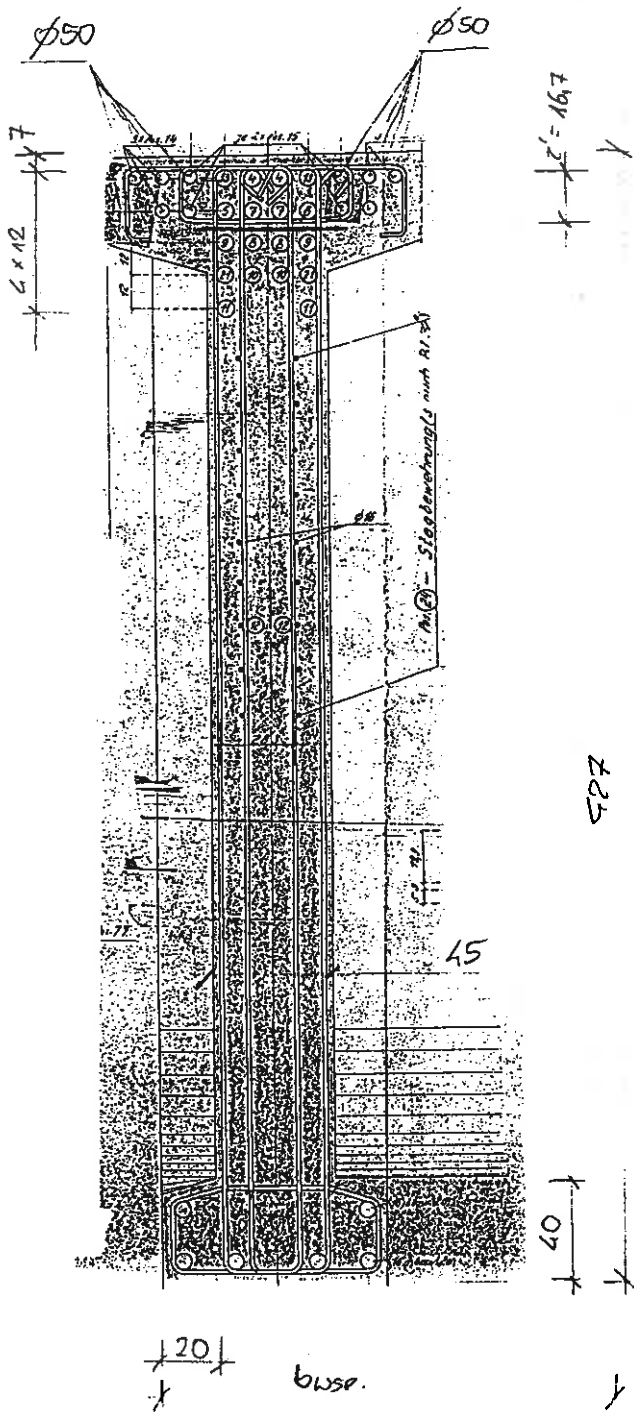
$$F_4 = -3,533 [4,097 \cdot 0,5 + 4,174 + 3,923 + 3,449 + 2,788 \cdot 0,5] = -52,954 \text{ m}^2$$

$$\left. \begin{matrix} \eta_1 = -5,571 \\ \eta_2 = -5,619 \\ \eta_3 = -5,673 \\ \eta_4 = -5,667 \end{matrix} \right\} \sum_1^4 \eta_i = -22,51 \text{ m}$$

$$\left. \begin{matrix} \eta_5 = -4,805 \\ \eta_6 = -5,317 \\ \eta_7 = -4,097 \\ \eta_8 = -2,730 \end{matrix} \right\} \sum_5^8 \eta_i = -16,907$$

$$\left. \begin{matrix} \eta_9 = +1,691 \\ \eta_{10} = +1,439 \end{matrix} \right\}$$

Przekrój podporowy



wyznaczenie położenia środka ciężkości
zbrojenia:

$$A_a = F_2 = 18 \cdot \frac{\pi \cdot 0,06^2}{4} + 10 \cdot \frac{\pi \cdot 0,05^2}{4} = 0,070516 \text{ m}^2$$

$$S = 0,0117979 \text{ m}^3$$

$$z' = 0,167$$

$$a = 0,07 + 0,167 = 0,237 \quad h = 4,27 \quad h_1 = 4,033 \text{ m}$$

$$A'_a = 0,96 \cdot A_a = 0,96 \cdot 0,070516 = 0,06769 \text{ m}^2$$

$$t = 0,4 \text{ m} \quad b = 0,45$$

$$R_s = 200 \text{ MPa} \quad R_b = 23,1 \text{ MPa}$$

$$E_b = 36,4 \text{ GPa} \quad E_s = 210 \text{ GPa} \quad \nu = 5,769$$

szerokość współpracująca płyty:

$$\frac{t}{h} = \frac{0,4}{4,27} = 0,093 < 0,1 \quad b_0 = 0,45 \text{ m} \quad b_3 = 2,575 \text{ m}$$

$$L = 0,8 l_k = 0,8 \cdot 41,90 = 33,52 \text{ m}$$

$$\frac{b_0}{L} = \frac{0,45}{33,52} = 0,013 \quad \frac{b_3}{L} = \frac{2,575}{33,52} = 0,0769$$

na podst. p 6.5.3.2 i tab.10 PN-91/S-10042

$$\lambda = 1,00$$

$$0,6 \lambda = 0,6 \cdot 1,0 = 0,6 \text{ (ze wzgl. na przekrój podp.)}$$

$$b_1 = b_{wsp} = 0,2 + 0,45 + 0,6 \cdot 2,575 = 2,195 \text{ m}$$

sprawdzenie naprężeń wg p 4.3 zał 1 do
PN-91/S-10042

$$x = \frac{b_1 \cdot t^2 + 2 \nu \cdot A'_a \cdot h_1}{2(b_1 \cdot t + \nu \cdot A'_a)}$$

$$x = \frac{2,195 \cdot 0,4^2 + 2 \cdot 5,769 \cdot 0,06769 \cdot 4,033}{2(2,195 \cdot 0,4 + 5,769 \cdot 0,06769)} = 1,380 \text{ m} \quad x > t$$

$$y = \frac{t}{3} \frac{3x - 2t}{2x - t} = \frac{0,4}{3} \cdot \frac{3 \cdot 1,380 - 0,4 \cdot 2}{2 \cdot 1,380 - 0,4} = 0,189 \text{ m}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A'_a (h_1 - y)} = \frac{32520,810}{0,06769(4,033 - 0,189)} = 124,984 \text{ kMPa} < R_s = 200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{\nu} \cdot \frac{x}{h_1 - x} = \frac{124,984}{5,769} \cdot \frac{1,38}{4,033 - 1,38} = 11,269 \text{ MPa} < R_b = 23,1 \text{ MPa}$$

Przebieg przęsłowy

prężyto $t = 0.3 \text{ m}$

wyznaczenie środka ciężkości obrotu

$$A_a = I_z = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 0.06^2}{4} + 6 \cdot \frac{\pi \cdot 0.04^2}{4} = 0.06692 \text{ m}^2$$

$$S = 0.004566 \text{ m}^3$$

$$z' = 0.143 \text{ m}$$

$$a = 0.08 + 0.143 = 0.223 \text{ m}$$

$$h = 2.87 \text{ m} \quad h_1 = 2.647 \text{ m}$$

$$A'_a = 0.96 \cdot 0.06692 = 0.06424 \text{ m}^2$$

$$b = 0.45 \text{ m}$$

$$R_b = 23.1 \text{ MPa} \quad R_s = 200 \text{ MPa}$$

$$\eta = 5.769$$

szerekość współpracująca płyty

$$\frac{t}{h} = \frac{0.30}{2.87} = 0.10, \quad \frac{b}{L} = \frac{0.45}{33.52} = 0.013$$

$$L = 0.8 \cdot 41.90 = 33.52 \text{ m}$$

$$\frac{b_1}{L} = \frac{1.90}{33.52} = 0.06, \quad \frac{b_2}{L} = \frac{2.35}{33.52} = 0.07$$

na podst. tab. 10 PN-91/S-10042

$$\lambda_1 = 1.00$$

$$\lambda_2 = 1.00$$

$$b_1 = b_{\text{wsp}} = b + \lambda_1 \cdot b_1 + \lambda_2 \cdot b_2 = 0.45 + 1 \cdot 1.90 + 1 \cdot 2.35 = 4.7 \text{ m}$$

Sprawdzenie naprężeń

$$x = \frac{b_1 \cdot t^2 + 2 \eta \cdot A'_a \cdot h_1}{2(b_1 \cdot t + \eta \cdot A'_a)}$$

$$= \frac{4.7 \cdot 0.3^2 + 2 \cdot 5.769 \cdot 0.06424 \cdot 2.647}{2(4.7 \cdot 0.3 + 5.769 \cdot 0.06424)} = 0.670 \text{ m} \quad x > t$$

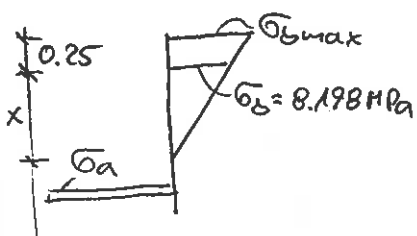
$x > t$

$$y = \frac{t}{3} \frac{3x - 2t}{2x - t} = \frac{0.3}{3} \frac{3 \cdot 0.67 - 0.3 \cdot 2}{2 \cdot 0.67 - 0.3} = 0.136 \text{ m}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A'_a (h_1 - y)} = \frac{22511.591}{0.06424 (2.647 - 0.136)} = 139.558 \text{ MPa} < R_s = 200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a \cdot x}{\eta \cdot h_1 - x} = \frac{139.558 \cdot 0.67}{5.769 \cdot 2.647 - 0.67} = 8.198 \text{ MPa} < R_b = 23.1 \text{ MPa}$$

ponieważ w części modułowej wysokość dźwigiera zwiększa się o 25 cm



$$\sigma_{b_{\text{max}}} = \sigma_b \frac{x + 0.25}{x} = 8.198 \frac{0.67 + 0.25}{0.67} = 11.257 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b_{\text{max}}} = 11.257 \text{ MPa} < R_b = 23.1 \text{ MPa}$$