Fachhochschule Potsdam
University of Applied Sciences

U-Boot-Bunker in Lorient

Teil B Bauverfahren

vom Fachbereich Bauingenieurwesen der Fachhochschule Potsdam
zur Erlangung des Leistungsnachweises im Ingenieurprojekt:
„Bildarchiv der Philipp Holzmann AG“

Alexander Lange

Gutachter: Prof. Dr. phil. A. Kahlow

Potsdam, Januar 2014

Inhaltsverzeichnis

1.Die Konstruktion der U-Bootbunkerdecken in der Anfangsphase 3

2. Der Melan-Träger 4

3. Die Konstruktion der Decken mit Deckenverstärkungen 6

4. Der Hoyer-Träger/Stahlsaitenbeton 7

4.1 Einführung 7

4.2. Die Entwicklung vom Eisenbeton zum Stahlsaitenbeton 8

4.2.1. Der Eisenbeton 8

4.2.2. Vorgespannter Eisenbeton 9

4.2.3. Freyssinet 10

4.2.4. Hoyer 11

4.2.5.Prinzip des Hoyer-Trägers 13

4.2.6. Bauzeitliche Stahlsorten 15

4. 2.7. Die Herstellung von Stahlsaitenbetonträgern 17

5. Resümee 19

6. Abbildungsverzeichnis 20

7. Literatur 20

Anhang 21

U-Boot-Bunker Lorient
Teil B

1.Die Konstruktion der Decken der U-Bootbunker in der Anfangsphase

Ende der 30er Jahre war ein Krieg schon vorhersehbar. Die U-Bootbunkeranlagen wurden von den Planungsstäben der Marine gefordert.
Ziel war es, dass für jedes nach der „Feindfahrt“ zurückkehrendes U-Boot ein geschützter Liegeplatz vorhanden sein sollte, um nötige Reparaturen und Wartungen ausführen zu können. Lorient war die größte Anlage dieser Art an der Westküste Frankreichs.
Die ursprüngliche Deckenstärke der Decken betrug ca.3,50 m, die Schutz gegen die bis dahin bekannten Bombentypen bot. Die fortschreitende Waffenentwicklung der Alliierten Streitkräfte machte es erforderlich, dass beim Bau der Bunker die Möglichkeit einer späteren Deckenverstärkung berücksichtigt wurde. Bemerkenswert ist, dass sich innerhalb kurzer Zeit die Einschätzung der nötigen Widerstandsfähigkeit der Decken entsprechend der Entwicklung immer durchschlagskräftigerer Bomben änderte. Hier dazu die Aufzeichnungen des Rüstungsministers Albert Speer bei seinen Gesprächen mit Hitler:

10./12.08.1942
„…ist im allgemeinen zu prüfen, ob die Bauwerksdecke mit 3,5 m durch Betonauflage verstärkt werden kann, da die Engländer neue schwerste Bomben mit 3000kg entwickelt haben sollen.“

20./22.09.1942
„… Vorbereitung einer Verstärkung der Decken der U-Bootstützpunkte für 3500- kg Bomben durch Aufbringung einer zweiten, durch Luftschicht von der ersten getrennten Decke.“

06./07.02.1943
„…sofortige Verstärkung der Decken bei den U-Bootsständen. Es darf nicht vorkommen, dass durch den gelungenen Abwurf einer allerschwersten Bombe grundsätzlich das Vertrauen zu den U-Bootstützpunkten schwindet. Als Beginn der Deckenverstärkung wurde ihm der 14. März vorgetragen- als Bauzeit für die erste Anlage zwei Monate“

04./05.08.1943
„…nimmt Kenntnis von dem Bericht über die Deckenbeschädigungen des U-Boot-stützpunktes in St. Nazaire und unterstreicht noch einmal die Notwendigkeit, die Deckenverstärkung beschleunigt auszuführen und zum Abschluss zu bringen… Er billigt den Vorschlag, über die 2. Decke die sog. ‚Fang – Rost- Sicherung‘ aufzubringen.“

30.09./01. 10.1943
„…die Verstärkung der U-Bootbunkerdecken durchgeführt werden. Der Führer stellt ihre Wichtigkeit weit vor die des ‚Atlantikwalls‘ und auch vor die Baustellen der. ‘Sonderbauvorhaben‘ (was nicht der Praxis entsprach, d. Verf.).“[1)].

[1] *Neitzel, Sönke: Die deutschen Ubootbunker, Bernard & Graefe Verlag, Koblenz 1991, Seite 34*

Aus den dargestellten wenigen Notizen geht hervor, dass der technische Aufwand der Deckenverstärkung mit Rückendeckung durch „Führerbefehle“ immer höher getrieben wurde.
Im nachfolgenden Abschnitt soll es nicht um schon in der Literatur öfter behandelte Wirksamkeit der Schutzmaßnahmen gehen, die letztendlich immer nur zeitweilig erfolgreich war, sondern um die technisch interessante Anwendung neuer Betonbauverfahren.

2. Der Melan-Träger

Die Melan-Träger wurden schon im Teil A des Berichtes erwähnt.
Der Melan-Träger sorgt für die spätere Biegezugfestigkeit der Decken, er muss die enormen Eigengewichtslasten des Betons aufnehmen und zu den Auflagern führen.
Die Melan-Träger wurden in Deutschland vorgefertigt, zerlegt auf den U-Bootstützpunkt am Atlantik gebracht und dort auf einen besonderen Montageplatz zu einem Fachwerk zusammengebaut.
Sie waren 2,85 m hoch, bis zu 0,60 m breit und konnten in der Länge je nach Breite des Unterstandes bis auf 29 m varierten[1)]. Die fertigen Melan-Träger wurden dann im Abstand von ca.1,5 m auf die Ortbetonseitenwände mit großen Turmdrehkränen verlegt.
Sie hatten eine leichte Überhöhung (Stich) um die große Durchbiegung zu reduzieren. Nach der Montage wurden die Träger nach unten hin mit Wellblech ausgelegt (Schalung).
Die Einlage aus Wellblechen sollte bei einem Bombentreffer das Herunterfallen von Betonbrocken verhindern. Die Schalung und Rüstung musste genügend stark sein, um ein Durchbiegen unter der enormen Last des Frischbetons entgegen zu wirken.
Zwischen den Trägern wurden die Abstände mit kubischer Armierung aus Rundstahl Ø 12mm im Abstand von 25 cm bewehrt. Man brauchte dazu viel Baustahl, die Bewehrungsarbeiten konnten jedoch von ungelernten Arbeitern ohne besondere Fähigkeiten ausgeführt werden.

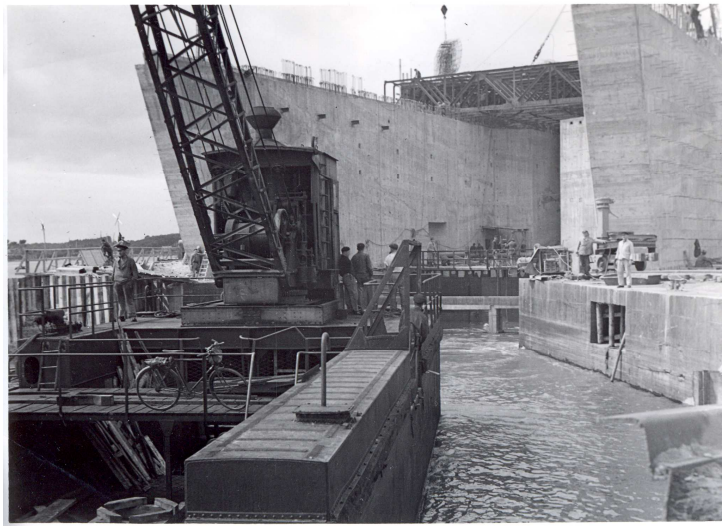

Bild 1 Slipeinfahrt, Melan-Träger

Anschließend wurde die Decke betoniert. Der Betontransport erfolgte von der Betonmischanlage über mehrere Pumpleitungen zur Decke der Bunkeranlage.
Hier fanden schon Betonpumpen ihre Anwendung, die nahezu ununterbrochen liefen.
Der Frischbeton wurde mittels Druckluft über die Rohrleitungen zur Decke befördert.

[1] *Mallmann-Showell, Jak P,: Deutsche U-Boot-Stützpunkte und Bunkeranlagen, Motorbuchverlag, Stuttgart 2003, Seite 25*

Durch den Zusatzstoff Plastiment[1)] wurde der Beton besonders geschmeidig, es gab kaum Verstopfungen in den Rohrleitungen. Die Betonpumpen durften niemals zum Stillstand kommen, weil sonst der Beton in den Rohren schon nach kurzer Zeit abzubinden begann.

Die Betonierung erfolgte in der Regel immer in einem Zuge, musste sie unterbrochen werden, so geschah dies an solchen Stellen der Tragkonstruktion, wo nur verhältnismäßig kleine Spannungen auftraten.

Für die Deckenkonstruktion wurde weicher oder plastischer Beton verwendet, da dieser sich besser an die Eiseneinlagen anschmiegte.

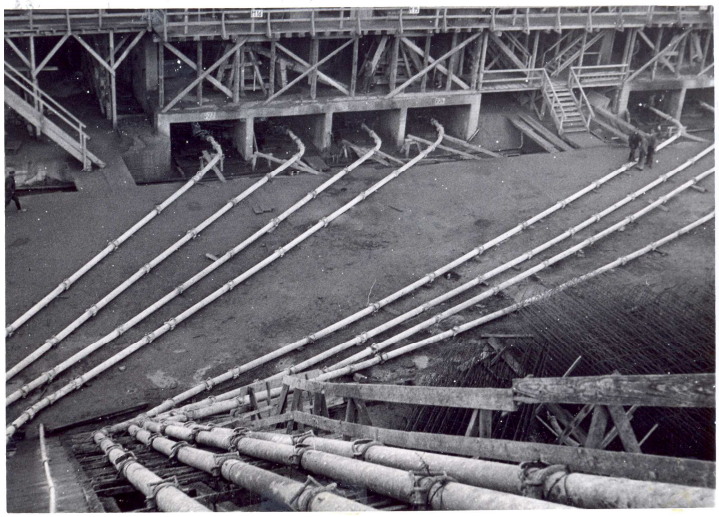

Bild 2 Betonpumpleitungen

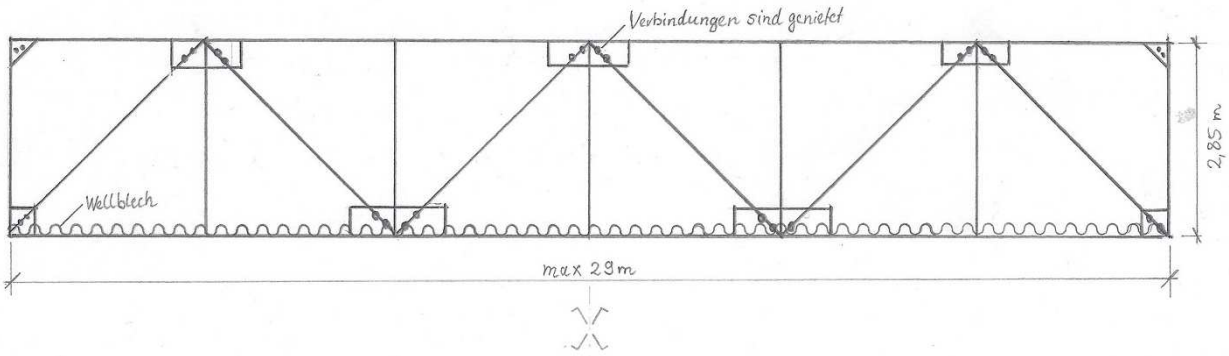

Bild 3: Skizze eines Melan-Trägers

[1] *Neitzel, Sönke: Die deutschen Ubootbunker, Bernard & Graefe Verlag, Koblenz 1991, Seite 35*

3. Die Konstruktion der Decken mit Deckenverstärkungen

Durch den Einsatz immer schwererer Bomben-Kaliber baute die Organisation Todt „massive Betonfangroste“ auf dem Dach der Betonbunker auf, die schon ca. 3,5 m dicke Decke noch widerstandsfähiger machen sollten.

Die U-Boot-Bunker in Lorient hatten dadurch eine Deckenstärke bis zu 7,5 m aus Stahlbeton. Auf dem Dach wurden grillrostartige Aufbauten aus Beton-traversen verlegt.

Dort sollten sich Bomben mit Aufschlagzündern verfangen bzw. schon oberhalb des eigentlichen Bunkers zur Explosion gebracht werden.

Keraman III war der größte Bunker in Lorient, er hatte eine Art Doppeldach.

Falls doch eine Fliegerbombe tiefer eindringen sollte, gab es einen Raum von ca. 1m Höhe in dem dann die Bombe gelangte und dort explodierte, um nicht die Decke völlig zu zerstören.

Viele dieser Deckenverstärkungen konnten bis Ende des Krieges nicht fertiggestellt werden.

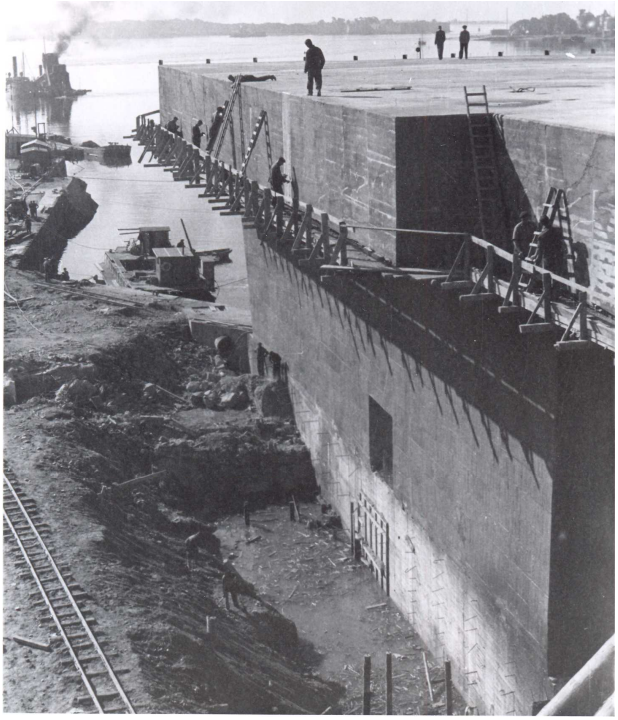

Bild 4 Betondecke, Slipanlage

Ein Zitat über ihre Wirkungsweise aus dem Buch „D*eutsche U-Boot-Bunker“* befindet sich im Anhang.

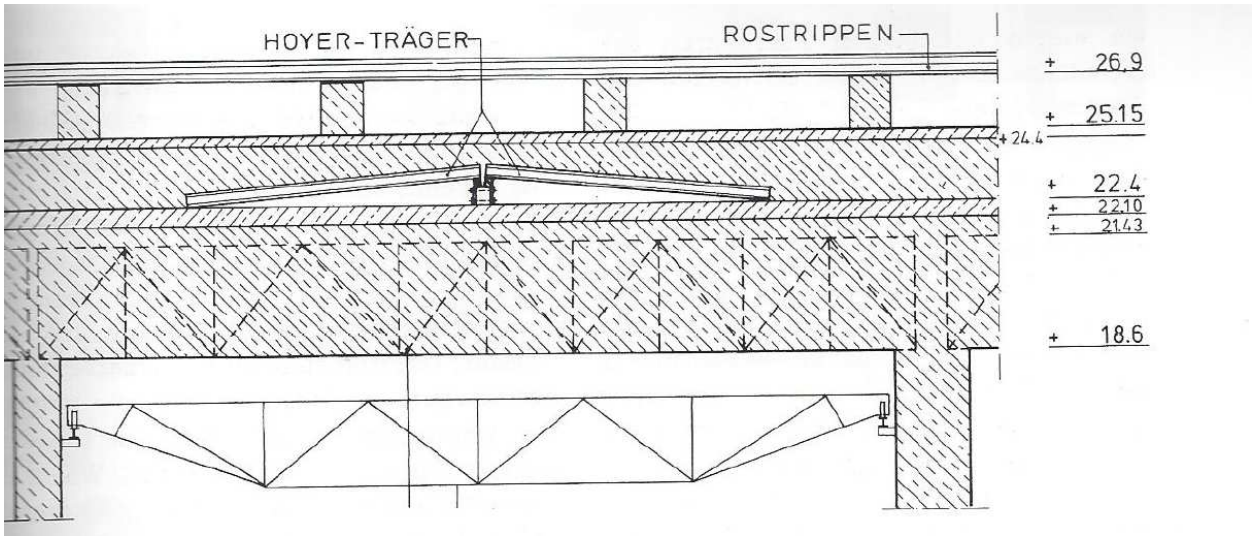

Bild 5: Schnitt Decke aus Freyssinet: „Der Spannbeton und Europa", Seite 47

4. Der Hoyer-Träger/Stahlsaitenbeton

4.1. Einführung

Ende der dreißiger Jahre des letzten Jahrhunderts begann der vorgespannte Beton im Ingenieurwesen eine größere Rolle zu spielen. Von dem aus dem Sudetenland stammenden Ingenieur Ewald Hoyer wurden mit dem Stahlsaitenbeton gleichzeitig neue statische Erkenntnisse gefunden.

Hoyer beschäftigte sich seit 1927 intensiv mit der Vorspannung von Beton durch endverankerte Stähle für Hochbauträger und Platten. Im Jahre 1937 kam es dann zur Entwicklung des „Stahlsaitenbetons“, ein dünner Spannstahl im direkten Verbund.

Das Prinzip war ähnlich der neun Jahre zuvor entwickelten Träger von Freyssinet und es kam zu einem jahrelangen Patentstreit mit parallelen Zivilprozessen.

Hoyer erhielt später Patentschutz und durfte aber keinen Spannbeton nach der Lizenz von Freyssinet herstellen.[1)]

1938 führte er die Spannbettvorspannung mit Klaviersaitendraht ein.

Seine Erfindung war zu der damaligen Zeit von großer Bedeutung.

Mit seiner Innovation gelang es ihm einen neuen Baustoff herzustellen, der gegenüber dem Eisenbeton nur noch ein Bruchteil an Eisen benötigte.

Mit nur 10% des Eisenaufwandes gegenüber dem normalen Eisenbeton schuf Hoyer einen elastisch federnden Beton von hoher Zugfestigkeit, der trotz einer geringeren Eisenmenge sich ähnlich wie Eisen oder Holz verhielt.

Diese Neuentwicklung hatte eine sehr große wirtschaftliche Bedeutung, da durch die Aufrüstung in der nationalsozialistischen Zeit enorme Mengen an Stahl benötigt wurden.

Dank der hervorragenden elastischen Eigenschaften eignete sich der Stahlsaitenbeton zur Herstellung von Betonwaren und Betonfertigkonstruktionen wie z.B. Träger und Platten. Hoyer erwirkte 1938 eine Zulassung für einen Spannbetonbalken mit sofortigem Verbund mit einer zulässigen Spannweite von 6,0 m.

Bild 6 Hoyer-Träger, Spannbeton

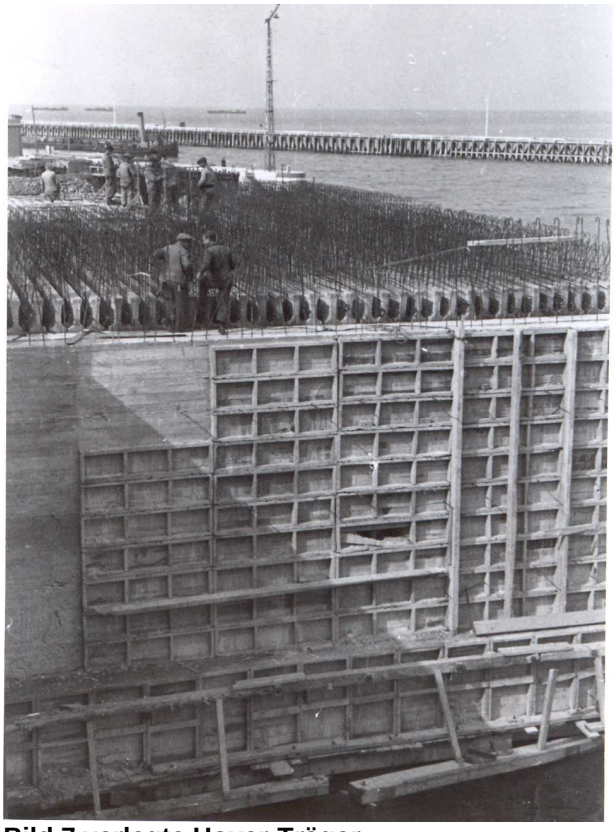

Bild 7 verlegte Hoyer-Träger

[1] *Grote, Jupp und Bernard Marrey: Freyssinet, der Spannbeton und Europa 1930-1945, Paris 2000 ,Seite 46*

4.2. Die Entwicklung vom Eisenbeton zum Stahlsaitenbeton

4.2.1. Der Eisenbeton

Bei einer normalen Eisenbetonkonstruktion wird die Verbundwirkung durch die Verklebung von Bewehrungsstahl und Beton erzielt. Hohe Verbundwirkung erreicht man durch gerippte Stähle oder durch eine gute Verankerung der Bewehrungsstähle z.B. durch Endhaken, Ankerkörper.
Beton hat im Vergleich zur Druckfestigkeit nur eine Zugfestigkeit von etwa 10 %.
Stahl besitzt dagegen eine hohe Zugfestigkeit. Das Tragprinzip beim Baustoff Eisenbeton ist daher, auf Zug beanspruchte Stellen eines Bauteils mit Stahl zu verstärken, also zu bewehren, und in den übrigen Bereichen die Druckfestigkeit des Betons auszunutzen (in hauptsächlich biegebeanspruchter Bauteilen z.B. Balken).
Die Stahleinlagen müssen die Zugkräfte übernehmen.
Der Verbund muss dabei bewirken, dass die Rissbreite klein bleibt, man spricht von Haarrissen.
Bei hauptsächlich auf Druck beanspruchten Bauteilen (z. B. Stützen) wird der Stahl (Bewehrung) auch zur Erhöhung der Druckfestigkeit herangezogen, also auf Druck beansprucht.

Man unterscheidet zwei Zustände des Baustoffes Stahlbeton:

Zustand 1: - Der Beton ist in der Zugzone nicht gerissen und trägt mit.[1)]

Zustand 2: - Der Beton ist in der Zugzone mehrfach gerissen, die Zugkräfte müssen ganz von den Stahleinlagen aufgenommen werden.[2)]

Man hatte sich seit etwa 1878 (mit dem Beginn des Eisenbetons) das Ziel gestellt, einen Eisenbetonwerkstoff zu schaffen. Der Amerikaner Hyatt hatte den Gedanken, Eisen und Beton miteinander zu verbinden und dadurch die Tragfähigkeit zu erhöhen, als erster in die Tat umsetzt.
Er erhielt im Jahre 1878 ein Patent für Betontragwerke auf der Grundlage von Doppel-T-Profilen.

Auch im Jahre 1878 erhielt der Franzose Monier ein Patent, das heute noch als Grundlage des Eisenbetons angesehen wird.

In Deutschland wurden zahlreiche Versuche durchgeführt, zu denen vom preußischen Ministerium für Öffentliche Arbeit der Regierungsbaumeister Mathias Koenen entsandt wurde. Koenen hatte schon damals erkannt, dass das Eisen vordringlich zur Aufnahme der Zugspannungen dienen müsste.
Der Beton sollte allein die Druckspannungen übernehmen.
Koenen hatte als erster die Grundlage vom inneren Gleichgewicht der Kräfte erkannt und daraus die erste Theorie des Eisenbetons geschaffen.

[1] *Hoyer,Ewald: Der Stahlsaitenbeton Otto Elsner Verlagsgesellschaft, Berlin, Wien, Leipzig 1939 Seite 28*
[2] *Hoyer,Ewald: Der Stahlsaitenbeton Otto Elsner Verlagsgesellschaft, Berlin, Wien, Leipzig 1939 Seite 29*

Der Baustoff Stahl und Beton wurde ständig verbessert, doch in der Anwendung gab es eine Schranke, die bis damals als unüberwindbar galt.
Diese Schranke[1)] bildeten die stets auftretenden Risse in der Zugzone.
Sie waren die Ursache dafür, dass nicht an allen Stellen ein Verbund von Stahl und Beton erreicht wurde, und das die Bewehrung an den Enden verankert werden musste.
Die Risse traten stets auf, wenn Zustand 2 erreicht wurde, also wenn die Zugfestigkeit des Betons überwunden wurde.
Die Risslast ist dem zu Folge nur von der Zugfestigkeit des Betons abhängig und nicht von der eingebauten Bewehrung
Der Verbund wird nur durch die Endhaken der Bewehrung aufrecht erhalten. An den Rissstellen treten große Haftzugspannungen auf, die ein Loslösen der Bewehrung vom Beton zur Folge haben könnten.

4.2.2. Vorgespannter Eisenbeton

Das Ziel war nun, die Risslast zu erhöhen. Man verwendete hochwertige Stähle mit einer höheren Streckgrenze und Betone mit einer höheren Dehnfähigkeit.
Beide Verbesserungen führten aber nicht zum gewünschten Ziel, sie hatten die Eigenschaften des Eisenbetons nur geringfügig verbessert.
Es blieb nur noch ein anderer Weg übrig: Man musste den Beton, bevor die eigentliche Zugbelastung auftritt, auf Druck beanspruchen.
Solche Vordruckspannungen konnte man in den Beton einleiten, in dem man die Eiseneinlagen vor dem Einbetonieren auf Zug beanspruchte und erst nach dem Erhärten des Betons entspannte.
An den Enden der Balken wurden Ankerplatten zur Aufnahme der Kräfte aus den vorgespannten Eisen eingebaut.
Das Eisen übt auf den Beton ein Druck aus, da es bestrebt ist, sich wieder zusammenzuziehen. Wegbereiter dieser neuen Technologie waren Doehring, Koenen und Lund, die zahlreiche Versuche an Balken durchführten.
Aber es gab wieder Probleme bei diesem neuartigen Verfahren:
Nach einiger Zeit war die Vorspannung des Eisens verschwunden. Zur Zeit Koenens und Lund waren die Verformungseigenschaften des Betons durch Kriechen und Schwinden noch nicht erforscht.
Die höheren Spannungen waren durch diese Verformungseigenschaften des Betons wieder aufgehoben. Man versuchte nun die Spannung noch weiter zu erhöhen, in dem man die Bewehrungseisen noch stärker anspannte.
Das führte aber dazu, dass die Haftspannungen im Verbund zwischen Stahl und Beton die Haftfestigkeit überschritten und der Stahl im Beton zu gleiten begann.

[1] *Hoyer,Ewald: Der Stahlsaitenbeton Otto Elsner Verlagsgesellschaft, Berlin, Wien, Leipzig 1939 Seite 13*

4.2.3. Freyssinet

Ein weiterer Wegbereiter des vorgespannten Betons war der Franzose Freyssinet.
Erst im Jahre 1928 sind die Erfindungen von Koenen, Lund und weiteren von ihm wieder neu aufgegriffen und fortgesetzt worden.
Auch bei ihm wurde die Vorspannung auf den Beton durch Ankerplatten[1)] von außen eingebracht.
Eine Neuerung war von ihm, dass man quer zur Längsrichtung der vorgespannten Bewehrungsstäbe nichtvorgespannte Bewehrungsstäbe einbaute, die unter der Presswirkung der vorgespannten Bewehrungsstäbe erfolgten Querdehnung des Betons gespannt wurden.
Bei diesem Verfahren war stets eine künstliche Verankerung der Bewehrung von außen erforderlich. Der Nachteil bestand darin, dass man schon vorher die Abmessungen des Körpers festlegen musste.
Eine nachträgliche Verkürzung des Balkens war nicht mehr möglich.
Würde man einen solchen Balken an irgendeiner Stelle durchschneiden, würden die Eisenstäbe sofort ihre Vorspannung verlieren.
Die Haftspannungen an den eingelegten Bewehrungseisen würden zu groß werden, so dass die Haftfestigkeit überwunden werden würde. Er führte Stahlstabbewehrungen mit besonderen Verankerungen ein.
Es wurden Einlagen an den Verankerungskörpern angesetzt, die ein Gleiten verhinderten.
Bei der Anwendung von Einlagen aus gehärtetem Stahl gemäß seiner Erfindung gab es aber Probleme, da sich dieser Stahl mit hoher Elastizitätsgrenze schwer schweißen ließ.
Aus diesem Grund verwendete man dann später auf den Einlagen angeordnete Betonkörper oder Knoten oder Vorsprünge durch Schmieden auf der Einlage.
Freyssinet erkannte aber auch, dass Kriechen und Schwinden eine wesentliche Rolle bei Spannkraftverlusten spielten.
Er ging davon aus, dass eine dauerhafte Wirkung der Vorspannung nur durch hohe Stahlspannungen zu erzielen wäre.
1928 erhielt Freyssinet ein Patent für sein Spannverfahren, sowie 1933 ein weiteres Patent.
Insgesamt gesehen war diese Konstruktion besser als Eisenbeton, aber es war noch immer nicht möglich, einen vollelastischen und homogenen Verbundbaustoff herzustellen.
Die Verbundkonstruktion war sehr aufwendig und unflexibel durch die vorgegebenen Abmessungen.

[1] *Hoyer,Ewald: Der Stahlsaitenbeton Otto Elsner Verlagsgesellschaft, Berlin, Wien, Leipzig 1939 Seite 25*

4.2.4. Hoyer

Parallel zu Freyssinet beschäftigte sich Hoyer ab 1927 mit der Aufgabe, einen Verbundbaustoff aus vorgespanntem Eisenbeton herzustellen.
Im Gegensatz zu Freyssinets Verbundkonstuktion sollten die Kräfte zur Vorspannung nicht von außen durch Ankerplatten eingetragen werden.
Ziel war es, einen Verbundbaustoff herzustellen, bei dem jeder einzelne Querschnitt im Balken imstande ist, die Druckkräfte zu übertragen.
Hoyer erfand den Stahlsaitenbeton, einen vollelastischen homogenen Verbundbaustoff.
Er verwendete viele dünne unlegierte hochvergütete Stahldrähte, die er vorspannte.
Dadurch wurde die Vorspannkraft in viele Einzelkräfte[1)] zerlegt, die im Inneren des Betons einen dauernden Flächendruck hervorrufen.
Verankerungsplatten, Einlagen oder ähnliches wurde bei diesem Verbundbaustoff nicht mehr benötigt.
Die Streckgrenze der verwendeten Stahlsaiten war zehnmal so hoch wie für Stahl
St 37, den Freyssinet als Bewehrung einsetzte.
Man hatte auch herausgefunden, dass mit wachsendem Stahlquerschnitt die Verbundwirkung zwischen Eisen und Beton abnahm. Dieser Umstand ist auf die geringere Haftzugfestigkeit der dickeren Eisenlagen zurückzuführen. Deshalb verwendete man viele kleinere Eisen.
Mit den hochvergüteten Stahldrähten konnten Vorspannungen von 120000 bis 180000 kg/cm² erreicht werden bzw. zehnmal größere Längenänderungen.
Es wurde hierfür aber hochwertiger Beton mit einer Druckfestigkeit von 800 - 1000 kg/cm² benötigt, um das Material rissfest und zugfest zu machen.
Durch die weitgehende Aufteilung der Stabquerschnitte in viele dünne Drähte und der Zerlegung der Vorspannkraft in viele Einzelkräfte wurde es möglich, die Übertragung der Vorspannkräfte unmittelbar ohne jede Verankerung auf den Beton zu übertragen. Dadurch konnte die erforderliche Haftlänge gering gehalten werden, es konnten große Betonkörper, z.B. Träger oder Platten hergestellt werden, die ohne weiteres zersägt oder geschnitten werden konnten.
Sie hatten auch in kürzeren Längen die gleiche Tragfähigkeit wie die Ursprungs-Platten oder Träger.
Man hatte Dank Hoyer einen neuen elastischen Werkstoff geschaffen, den man ähnlich wie Holz und Eisen in beliebige Stücke aufteilen konnte, ohne dass die Tragfähigkeit der Teilstücke gemindert wurde.
Das war ein neuer Meilenstein in der Entwicklung von vorgespanntem Beton, es konnte hier auch noch bis zu 90 % Eisen eingespart werden.

[1] *Hoyer,Ewald: Der Stahlsaitenbeton Otto Elsner Verlagsgesellschaft, Berlin, Wien, Leipzig 1939 Seite 27*

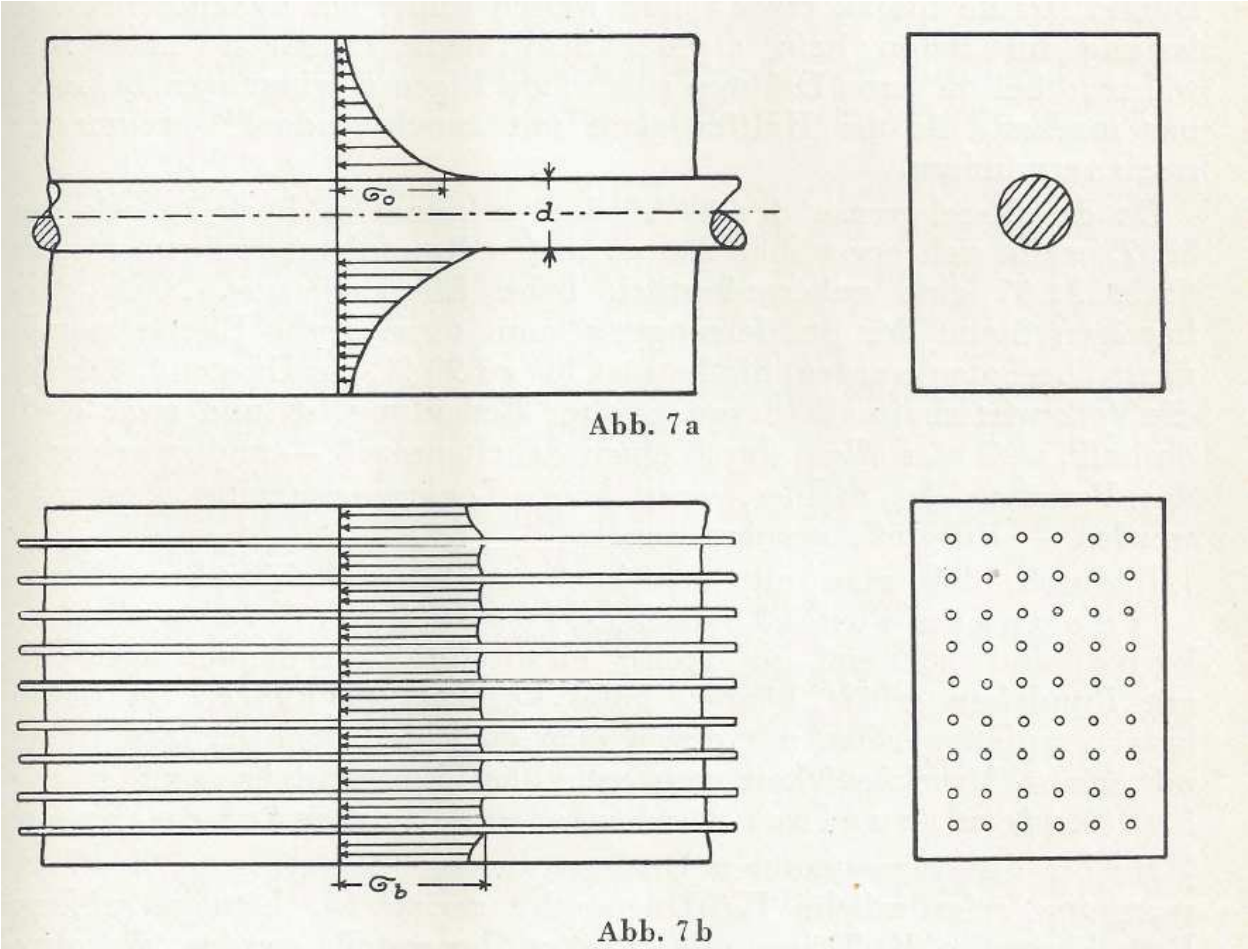

Bild 8 aus „Der Stahlsaitenbeton" Ewald Hoyer S.27

Im Bild 7a wurde die Spannungsverteilung mit einem einzelnen gespannten Stahlstab dargestellt. Man kann erkennen, dass der Beton in der Nähe des Stabes großen Druckspannungen ausgesetzt wurde und diese nach außen abnehmen.

Abbildung 7b: Hier wurde in denselben Betonquerschnitt viele dünne Stahldrähte von gleichen Gesamtquerschnitt gleichmäßig verteilt eingebaut und auf Zug beansprucht. Hier wird nahezu eine konstante Druckspannung übertragen, sie ist an den Rändern und im Kern gleich groß, die plastische Verformung des Betons ist dadurch sehr gering. Diese gleichmäßige Verteilung der Spanndrähte wurde im Hoyer-Träger praktiziert.

4.2.5.Prinzip des Hoyer-Trägers

Um das Wirkprinzip des Hoyer-Trägers zu erklären bedarf es zwei wichtiger Vorrausetzungen:

1. Die Bewehrung

Wird ein Stahldraht oder Stahlstab, der in Spannung versetzt wird, entspannt, hat er das Bestreben, sich wieder zusammenzuziehen.
Gleichzeitig nimmt die Querdehnung senkrecht zur Längsachse zu, der Durchmesser wird größer, der einbetonierte Draht oder Stab presst sich an den Beton.
Dem Hineinziehen des Drahtes oder Stabes in Längsrichtung wirken zwei Kräfte entgegen:

a) die Haftfestigkeit zwischen Draht oder Stab und Beton

b) Die Reibungskräfte aus dem Leibungsdruck, die sich durch das Anpressen der Drähte an den Beton ergeben.
Mit der Höhe der Vorspannung wächst der Leibungsdruck im Beton und damit auch der Reibungswiderstand.

2. Der Beton

Der Beton muss eine hohe Druckfestigkeit besitzen, dicht sein und schnell erhärten. Eine weitere Voraussetzung ist, dass er in der Lage sein sollte, die Leibungsdrücke aufzunehmen und ein Gleiten der Bewehrung im Beton zu verhindern.
Ist die Betongüte hoch, wird ein Gleiten der Drähte im Beton nicht eintreten.
Durch viele Versuche hatte sich ergeben, dass für Drähte bis zu 5 mm Ø eine Einbettlänge von weniger als 5 cm der Stahlsaiten genügt, um ein Gleiten im Beton zu verhindern.
Weiterhin kam man zu der Erkenntnis, dass die mögliche Vordruckspannung nicht linear mit dem Bewehrungsgehalt wächst.
Man muss hohe Betondruckspannungen erzielen, das ist aber nur wiederum durch hochwertige Stähle möglich. Mit einem Stahl St 37 sind Betondruckspannungen von 10-20 kg/cm² möglich, jedoch mit Stahlsaiten (St 260) konnte man Betondruckspannungen von mindestens 600 kg/cm² oder mehr erreichen.[1)]
Die Kriech- und Schwindmasse des Betons sollte möglichst klein gehalten werden.

[1] *Hoyer,Ewald: Der Stahlsaitenbeton Otto Elsner Verlagsgesellschaft, Berlin, Wien, Leipzig 1939 Seite 28*

3. Wirkungsweise des Trägers:

Die Träger wurden als Einfeldträger in den Decken auf Biegung beansprucht. Wie beim Eisenbetonträger lag die Hauptbewehrung auch beim Hoyer-Träger auf der Zugseite (unten).
Vor dem Betonieren wurden die Stahlsaiten angespannt. Durch das Vorspannen der Bewehrung wurden auf der Zugseite in den Beton Druckspannungen eingeleitet.
Wurden die Träger nun auf Biegung (durch einwirkende Lasten) beansprucht überlagerten sich die auftretenden Zugspannungen mit den Druckspannungen. Diese Druckspannungen gingen unter der einwirkenden Last zuerst auf Null zurück, bevor Zugkräfte an der Unterseite der Träger auftraten. Die hohe Druckfestigkeit des Betons war hier noch nicht ausgenutzt. Bevor die Nutzlast einwirkte, traten im Druckbereich der Träger noch Zugspannungen auf. Um diese Zugspannungen aufzunehmen, wurde auch der Druckgurt (oben) etwas vorgespannt. Die Vorspannung der Bewehrung der Druckseite wurde nur so groß gewählt, dass die Balken keine Zugrisse erhielten. Für die genaue Berechnung der Träger wurde die Bewehrung in der Druckzone vernachlässigt.
Wurde die Last aufgebracht, begann die *Dekompression des Querschnittes*[1)].
Durch entsprechende Wahl der Vorspannung war es möglich, die Zugseite frei von Zugspannungen zu halten.
Wurde durch weitere Laststeigerung die Betonzugfestigkeitsgrenze überschritten, begann der Beton an der Unterseite zu reißen. Ähnlich wie bei einen Eisenbetonträger wurden die Zugkräfte von den eingelegten Eisen übernommen. Im oberen Bereich des Trägers wurde nun gleichzeitig die hohe Betondruckfestigkeit ausgenutzt.
Im bruchnahen Lastbereich unterschied sich der Hoyer-Träger nur unwesentlich von einem Eisenbetonträger, dennoch sind die Versagensmechanismen nicht identisch. Im Unterschied zu einen Betonstahl St 37 ist bei einem Stahlsaitenstahl St 260 ein großer Teil der Dehnung schon als Vordehnung vorweggenommen.
Im Vergleich zu einem Eisenbetonbalken verblieb der Stahlsaitenbeton über einen deutlich größeren Bereich ungerissen, die Biegeverformung wurde damit stark vermindert.

Von Hoyer und Prof. Gehler wurde nun auch das Kriechen und Schwinden des Betons untersucht. Man hatte durch umfangreiche Untersuchungen herausgefunden, dass das Kriechen in der ersten Zeit nach dem Aufbringen einer Dauerlast besonders stark war und dann schnell abnahm. Nach einem Jahr war der größte Teil des Kriechens abgeschlossen.
Durch diesen Effekt ging bei dem Stahlsaitenbeton ein Teil der Vorspannung wieder verloren[2)]. Um dem Kriechen und Schwinden des Betons entgegenzuwirken, wurde die Vorspannung in den Stahlsaiten um 1500 kg/cm² erhöht.
Man hatte hier das richtige Material für die Bewehrung gefunden, die Vorteile der Stahlsaiten waren nicht zu übersehen, denn bei einem Stahl St 37 lag die zulässige Beanspruchung nur bei 1200 kg/cm.²

[1]Dekompression des Querschnittes → ist ein erreichter Zustand, wenn die Summe der Spannungen einschließlich der Vorspannung gleich Null ist (Spannungen aus Vorspannung und Lasten heben sich gerade auf).
[2] *Hoyer,Ewald: Der Stahlsaitenbeton Otto Elsner Verlagsgesellschaft, Berlin, Wien, Leipzig 1939 Seite 49*

4.2.6. Bauzeitliche Stahlsorten

Bis Mitte der 30er Jahre des 20. Jahrhunderts wurden keine speziellen Betonstähle als Bewehrung verwendet, sondern Stäbe, Flacheisen und Profile mit einer glatten Oberfläche und einer Streckgrenze um 2500 kg/mm², das entspricht etwa heutigen 250 N/mm².
1907-1914 gab es Eisen in der Ausführung als Rund-, Band- Winkel- und Kanteisen sowie Sonderformen.
Im Jahre 1925 wurde Rundeisen aus Flußstahl St 37 / St 48 sowie Betonstahl in den Durchmessern von 5-40 mm eingeführt.
1932 gab es erstmalig Betonstahlmatten (vorgefertigte Bewehrungen aus sich kreuzenden Stäben) bzw. Rollen bis 6 mm Ø. Sie hatten den großen wirtschaftlichen Vorteil, dass sich die Verlegekosten durch Arbeitszeitersparnis reduzierten. Des Weiteren konnte die Streckgrenze der Eisen gesteigert werden, es kam der St 52 auf dem Markt.
In Jahre1933 kam der Isteg-Stahl u. Drillwulststahl[1)], er bestand aus zwei Drähten aus glattem Baustahl, die zu einer 2-drähtigen Litze verseilt wurden.
Er hatte verbesserte Verbundeigenschaften und war der der erste spezielle deutsche Betonstahl.
Ab 1935 wurden zwecks Materialersparnis durch Verwinden (Tordieren) von Rundstählen hochfeste Betonstähle entwickelt, anfangs ohne Querrippen

1937 teilte man die Bewehrungsstähle in Gruppen ein:

Die Gruppe I
-umfasste den Betonstahl St 22/34 mit einer Mindeststreckgrenze von 2200 kg/mm²

die Gruppe II
-beinhaltete dem Betonstahl St 34/50 mit einer Mindeststreckgrenze von 3400kg/mm²

die Gruppe III
-war Betonstahl St 42/50 mit einer Mindeststreckgrenze von 4200kg/mm²

die Gruppe IV
-entspricht den heutigen Standard von Betonstählen[2)]

1937- 1938 verwendete man vorwiegend Sonderstähle sowie Drillwulst-, I- Steg-und Nockenstahl.
Im Jahre 1937 kam es dann zur innovativen Entwicklung des „Stahlsaitenbetons“, ein dünner Spannstahl im direkten Verbund.
1938 führte Ewald Hoyer die Spannbettvorspannung mit Klaviersaitendraht ein.
Um einen ungefähren Vergleich der zu dieser Zeit verwendeten Stahlsorten zu erhalten, wurde aus dem Buch „ Der Stahlsaitenbeton“ die Abbildung 8 und Tafel 1 entnommen.

[1] *Hoyer,Ewald: Der Stahlsaitenbeton Otto Elsner Verlagsgesellschaft, Berlin, Wien, Leipzig 1939 Seite 31*
[2] www.chemie.de › Lexikon 29.12. 2013, 10.43 Uhr

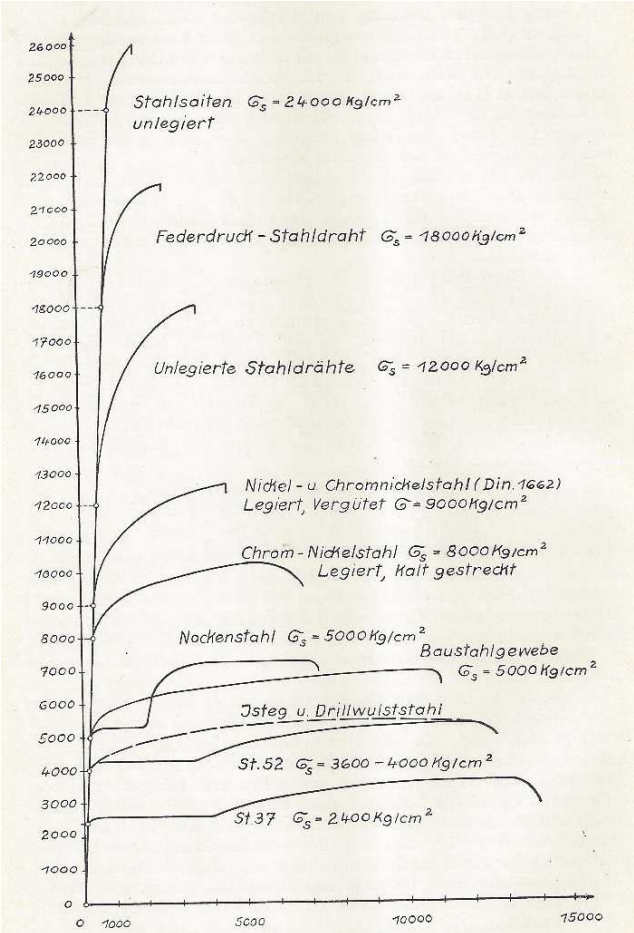

Abb. 8. Spannungs-Dehnungslinien für versch. Stahlsorten

Bild 9 aus "Der Stahlsaitenbeton" Ewald Hoyer S.32

Tafel 1

Die verschiedenen Stahlsorten

Stahlsorte	Streckgrenze σ_s kg/cm² ausgebildet	Streckgrenze σ_s kg/cm² 0,2%-Grenze bleib. Dehnung	Zugfestigkeit σ_B kg/cm²	Dehnung am langen Proportionalstab $l = 11{,}3\sqrt{F}$ %	Bemerkungen
Handelseisen und St. 37	2400	—	3700	30	Für die üblichen Eisenbetonbauten
St. 52	3600 ÷ 4000	—	5200	29	Für Eisenbetonbauten mit guter Betonqualität
Isteg und Drillwulst-Stahl	—	3600 ÷ 4000	5200	16 ÷ 20	
Nockenstahl	5000	—	7500	20	
Baustahlgewebe	—	5000	7000	10	Vorwiegend für Bewehrung von Platten mit guter Betonqualität
Chrom-Nickel-Stahl	—	8000	10000		
Nickel- und Chrom-Nickel-Stahl vergütet	—	9000	12000		
unlegierte Stahldrähte für Drahtseile	—	12000	18000	1,5 ÷ 3,0	Für Drahtseilfabrikation
Federdruckstahldraht	—	18000	24000		
Stahlsaiten	—	24000	28000		Für den Musikinstrumentenbau u. für Stahlsaitenbeton

Bild 10 aus "Der Stahlsaitenbeton" Ewald Hoyer S.33

Wie man nun aus dem Spannung-Dehnungsdiagramm der Tafel 1 deutlich erkennt, liegt die Streckgrenze von Eisen St 37 und St 52 (für Eisenbeton) deutlich unter den von Hoyer verwendeten Stahlsaitendrähten.
Die Streckgrenze für die beiden Baustähle lag bei 2400 kg/cm² bzw. 3600 kg/cm².
Weitere im Eisenbeton verwendete Stähle waren der Istegstahl, Drillwulststahl, hochwertiger Betonstahl oder der Torstahl mit einer Streckgrenze von 3600 kg/cm².
Die Streckgrenze von Nockenstahl und Baustahlgewebe lag mit einer Streckgrenze von 5000 kg/cm² etwas höher[1)].

Die Stahlsaiten, die man für den Bau der Hoyer-Träger verwendete besaßen eine Zugfestigkeit von 12000 bis 28000 kg/cm².
Der plastische Bereich (Fließen) der Stahlsaiten begann erst bei 90% Ausnutzung der Zugfestigkeit.[1)] Die erreichte Festigkeit durch Vergütung ging auch nicht durch ständige Zugbelastung verloren.

[1] *Hoyer,Ewald: Der Stahlsaitenbeton Otto Elsner Verlagsgesellschaft, Berlin, Wien, Leipzig 1939 Seite 31*

Die Herstellung der Drähte war patentiert, sie wurden einer speziellen Wärmebehandlung unterworfen.
Die Drähte von 6 mm bis 10mm Ø wurden auf Temperaturen auf 900° bis 1000° erhitzt und danach in einen Bleibad mit Temperaturen von 450° bis 550° schnell abgekühlt [1)].
Dieser Vorgang bewirkte, dass der Draht in einen günstigen Vorgang für das spätere Ziehen versetzt wurde. Durch den patentierten Vorgang bestand das Gefüge des Drahtes aus Sorbit, der infolge des Ziehvorganges in der Ziehrichtung gestreckt wurde.
Die Zugfestigkeit dieser Drähte war von der Anzahl der Ziehvorgänge abhängig.
Das E- Modul erreichte Werte von 1900000 bis 2100000 kg/cm².
Die Dehnung dieser Drähte war gering bis zum Erreichen der Streckgrenze.
Die Folge war, das sich mit diesen Drähten bewehrte Beton elastisch federnd bis zum Bruch verhielt. Im Gegensatz zum Eisenbeton trat der Bruch erst nach großen Durchbiegungen ein. Man machte weitere Versuche und stellte fest, dass dieser mit Stahlsaiten bewehrte Beton viel größeren Schwingungsbelastungen standhielt als gewöhnlicher Eisenbeton.

4.2.7. Die Herstellung von Stahlsaitenbetonträgern

Zur Herstellung de Stahlsaiten wurden auf einer Entfernung von ca. 100 m 2 Widerlager angeordnet. Auf einen Widerlager wurden die Bewehrungsdrähte fest eingespannt.
Zum Einspannen der Drähte dienten besondere Klemmen (siehe Abbildung).

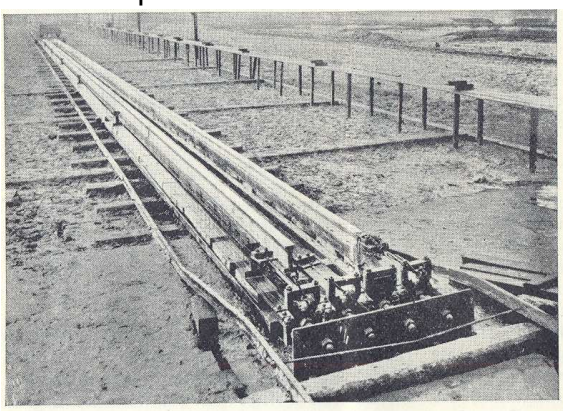

Abb. 34. Klemmvorrichtung

Bild 11. „Der Stahlsaitenbeton"
Ewald Hoyer S.78

Außerhalb der Schalung wurden Schienen montiert, auf denen ein Wagen fahren konnte, der den Beton transportierte. Auf dem 2. Widerlager befand sich die Spannvorrichtung mit Klemmbacken in der die Spannstähle verankert wurden. Man erzeugte die Spannung der Drähte, indem man durch Herausdrehen der Schraubenspindel die Klemmbacken langsam nach außen drückte[2)].

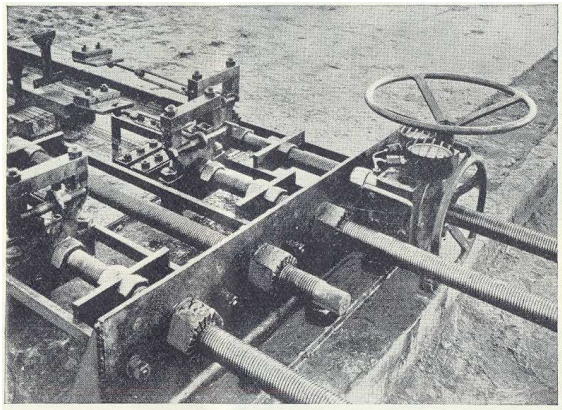

Abb. 35. Vorrichtung zum Spannen der Drähte

Bild 12 „Der Stahlsaitenbeton"
Ewald Hoyer S.79

Durch die Längenänderung der Spannstähle konnte man Rückschlüsse auf die Spannung im Stahl bekommen. Die Größe der Kraft wurde durch ein Manometer abgelesen. In Abstand von 20 cm wurden Bügel zur späteren Übertragung von Querkräften eingebaut. Zur Trennung einzelner Träger wurden jeweils 2 Scheiben im Abstand von 4 cm eingebaut. Nach Spannen der Stähle wurden die Träger betoniert. Anfangs verwendete man als Bindemittel teuren Tonerdeschnellzement, später Portlandzement.

[1] *Hoyer,Ewald: Der Stahlsaitenbeton Otto Elsner Verlagsgesellschaft, Berlin, Wien, Leipzig 1939 Seite 31*
[2] *Hoyer,Ewald: Der Stahlsaitenbeton Otto Elsner Verlagsgesellschaft, Berlin, Wien, Leipzig 1939 Seite 79*

Das Mischungsverhältnis für 1 m^3 Fertigbeton war: [1)]
500 kg Schmelzzement
0,6 m^3 Kiessand 0 bis 4 mm Körnung
0,5 m^3 Feinsplitt 1 bis 3 mm Körnung
250 l Wasser.

später ergab sich ein Mischungsverhältnis für 1 m^3 Fertigbeton: [2)]
600 kg Portlandzement
900kg Feinsand von 0,2 bis 3 mm Körnung
900kg Grobsand 3 bis 7 mm Körnung
Wasserzusatz wird etwa zu 7 bis 7,5% Trockengewicht gewählt

Der Beton wurde durch einen Wagen, den man auf den links und rechts der Schalung angeordnetem Schienen bewegen konnte, eingebracht. Die Verdichtung des Frischbetons erfolgte durch Außenrüttler. Schon nach 6- stündiger Erhärtungszeit wurden die Träger ausgeschalt, die Entspannung der Drähte erfolgte nach 24 Stunden. Danach wurden die Träger zwischen den Scheiben durchgeschnitten. Nach einer gewissen Zeit der Nachbehandlung waren die Träger bereit für den Transport zur Baustelle.

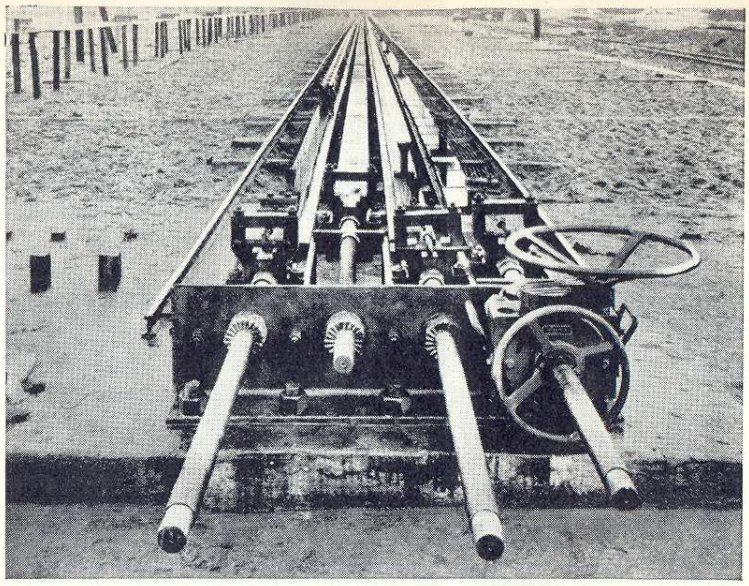

Abb. 36. Vorrichtung zum Spannen der Drähte

Bild 13 „Der Stahlsaitenbeton" Ewald Hoyer S.80

[1] *Hoyer,Ewald: Der Stahlsaitenbeton Otto Elsner Verlagsgesellschaft, Berlin, Wien, Leipzig 1939 Seite 79*
[2] *Hoyer,Ewald: Der Stahlsaitenbeton Otto Elsner Verlagsgesellschaft, Berlin, Wien, Leipzig 1939 Seite 82*

5. Resümee

Als abschließendes persönliches Fazit möchte ich feststellen:
Der Hoyer-und der Melan-Träger waren bemerkenswerte technische Innovationen dieser Zeit.
Eine große Herausforderung war der Melan-Träger, ein montierter Eisenfachwerkträger mit zu dieser Zeit untypischen großen Abmessungen, man musste den neuen Anforderungen der Statik und Baustellenlogistik gerecht werden.
Der vorgespannte Beton, ein Eisenbeton ohne Risse, war in dieser Zeit materialtechnisch betrachtet eine Spitzenleistung. Die Theorie war denkbar einfach, die Umsetzung in die Praxis aber problematisch.
Erst durch die Erfindung des Hoyer-Trägers konnten die Schwierigkeiten gelöst werden. Man brauchte wenig Stahl, die Verformungen waren klein und die Konstruktionshöhe konnte niedrig gehalten werden. Die vorgespannten Träger verhielten sich in Hinblick auf ihren Spannungszustand eher ähnlich einem Gewölbe, da auf der Unterseite bei Belastung kaum Zugkräfte auftraten und der Beton dadurch nicht riss.
Infolge der Kriegswirtschaft hatte der vorgespannte Beton in Deutschland große Bedeutung gewonnen. Es wurden viele Stahlsaitenbetonfabriken errichtet, in denen man sie schon fast industriell in großen Mengen herstellte. Sie kamen als Fertigteile auf die Baustelle und wurden dort nur noch verlegt. Die neue Bauweise war dadurch sehr effizient. Sie war eine Sonderform und zugleich ein Vorläufer des Spannbetons, der heutzutage nicht mehr wegzudenken ist.

6. Abbildungsverzeichnis

Seite 4: Bild 1: Slipeinfahrt, Melan-Träger, Archiv Holzmann Mappe Nr. 400

Seite 5: Bild2: Betonpumpleitungen, Archiv Holzmann Mappe Nr. 400

Seite 5:.Bild 3: Handzeichnung eines Melan-Trägers Alexander Lange

Seite 6: Bild 4: Betondecke, Slipanlage, Archiv Holzmann Mappe Nr. 400

Seite 6: Bild 5: Freyssinet „Der Spannbeton und Europa" Seite 47

Seite 7: Bild 6: Hoyer-Träger, Spannbeton, Archiv Holzmann Mappe Nr. 400

Seite 7: Bild 7: verlegte Hoyer-Träger, Archiv Holzmann Mappe Nr. 400

Seite 12: Bild 8: aus „Der Stahlsaitenbeton" Ewald Hoyer S.27

Seite 16: Bild 9: aus „Der Stahlsaitenbeton" Ewald Hoyer S.32

Seite 16: Bild 10: aus „Der Stahlsaitenbeton" Ewald Hoyer S.33

Seite 17: Bild 11: aus „Der Stahlsaitenbeton" Ewald Hoyer S.78

Seite 17: Bild 12: aus „Der Stahlsaitenbeton" Ewald Hoyer S.79

Seite 18: Bild 13: aus „Der Stahlsaitenbeton" Ewald Hoyer S.80

7. Literatur

Neitzel, Sönke: Die deutschen Ubootbunker und Bunkerwerften, Bernard & Graefe Verlag, Koblenz 1991

Mallmann-Showell, Jak P :Deutsche U-Boot-Stützpunkte und Bunkeranlagen. 1939–1945. Motorbuch Verlag, Stuttgart 2003

Hellwinkel, Lars: Hitlers Tor zum Atlantik. Die deutschen Marinestützpunkte in Frankreich 1940-1945 Ch. Links Verlag, Berlin 2012

Hoyer,Ewald: Der Stahlsaitenbeton Otto Elsner Verlagsgesellschaft, Berlin, Wien, Leipzig 1939

Grote, Jupp und Bernard Marrey: Freyssinet, der Spannbeton und Europa 1930-1945, Paris 2000

Anhang[1]

Bei einem Tagesangriff der 8. USAAF auf St. Nazaire an 28. Juni 1943 zeigte ein Bombentreffer zum ersten Mal Wirkung auch an der Deckenunterseite. Eine 1000-kg-Bombe schlug neben einen älteren, bereits wieder zugegossenen Bombentrichter ein.
Man stellte fest, dass sich di Melan-Träger der Decke um bis zu 3 cm nach unten durchgebogen hatten. Das Wellblech an der Deckenunterseite verhinderte jedoch, obwohl es selber leicht verformt wurde, einen Betonausbruch.
Die OT nahm an, dass sich an der Deckenunterseite ein Gegenkegel voll ausgebildet hatte und das es dem Vorhandensein der Wellbleche zu verdanken sei, dass es zu keinen Deckenausbruch gekommen war. Der Beton wurde im Bereich des Einschlags wurde als mehr oder weniger zerstört angesehen.
Auch wenn keine Schäden im Bunkerinneren eintraten, zeigte dieser Vorfall deutlich, dass die U-Bootbunker nicht unverwundbar waren und es vermutlich nur eine Frage der Zeit sein würde wann der Gegner wirkungsvollere Abwurfmunition zur Bekämpfung der Bunker entwickelten. Ein erster Schritt zur Verstärkung der U-Bootbunkerdecken erfolgte bereits 1942 mit dem Aufbringen einer rd. 30 cm starken Schicht aus unbewehrtem Schwerbeton bzw. einer Granitschicht auf die 1. Decke des Bunkers Keroman III.
Auf diese provisorische Zerschellerschicht wurde später die 2. Decke aufgebaut.
Die Decke der 2. Decke bewegte sich zwischen 1,9m und 3,8 m.
Es konnte sich dabei um eine vollständig bewehrte Stahlbetondecke oder eine Decke mit zwei Schichten, die untere bewehrt und die obere unbewehrt, handeln
Die Stärken der 2. Decke variierten, z.T. auch am gleichen Bauwerk, stark. Das uneinheitliche Bild der Verstärkungsdecken ergab sich, weil der örtliche Oberbauleiter unter Abwägung der Material- und Transportlage die seiner Meinung nach beste Lösung der Deckenverstärkung wählen konnte. Außerdem war die Gründung der Bunker unterschiedlich, was wiederrum den Umfang der zusätzlichen Deckenlasten beeinflusste.
Die Zerschellerschichten der U-Bootbunker (auf der1. Decke oder als Bestandteil der 2. Decke) bestanden aus Schwerbeton mit einer Würfelfestigkeit von 500-600 kg/cm²) im Vergleich dazu hatte der normale Deckenbeton der deutschen Festungsbauwerke eine Sollfestigkeit von 350kg/cm²).
Zweck der Zerschellerschicht war, die Bombe frühzeitig zur Detonation zu bringen bzw. sie zu zerstören. Besonders dünnwandige Minenbomben sind oftmals beim Aufprall auf diese harte Schicht zerplatzt, ohne zerstörende Wirkung entfalten zu können.
Da die zusätzliche von der Deckenverstärkung ausgehende Last nicht ohne weiteres aufgenommen werden konnte, wurden unter Verwendung Hoyer-Trägern die Lasten auf die Stützwände abgeleitet.
Hoyer-Träger waren Spannbetonbalken von 6 bis 9 m Länge.
Sie wurden z.T. in Stützpunkten, z. T. in einem Vorort von Paris in einem eigens dafür eingerichteten Werk hergestellt. Da die Breiten Der U-Bootbunkerboxen von 15 bis 21 m variierten, ergaben sich unterschiedliche Längen und Höhen der Träger.
Die Höhen betrugen, je nach Boxenbreite, 90, 64 oder 36 cm.
Über der 2. Decke und auf Deckenteilen, die wegen einer schwach ausgelegten Gründung die Last einer 2. Decke nicht aufnehmen konnten (vornehmlich die auf Pfählen gegründeten Werkstatteile) sollte zusätzlich "Fang-Rost- Sicherung" errichtet werden.
Der Fang-Rost (Stahlbetonkonstruktion) bestand aus bis zu 3,8m hohen Auflagern, auf die die 1,5 m hohen Fang- Rost- Rippen quer dazu aufgelegt wurden.[1)]

[1] *Zitat aus Neitzel,Sönke: Die deutschen Ubootbunker, Bernard & Graefe Verlag, Koblenz 1991, Seite 35*

Die Fang- Rostrippen waren oben rund bzw. abgeschrägt und durch ein10 mm starke Stahlkappe (es sollte aus Schmelzbasalt verwendet werden, da dieser erfahrungsgemäß am besten widerstand)abgedeckt.
Aus Materialmangel ist diese Stahlabdeckung aber selten eingebaut worden. Die Rostrippen wurden in einen Abstand von 30 cm zueinander verlegt.

Durch den Fang- Rost sollten folgende Effekte erzielt werden:

- *Das Explosionszentrum einfallender Bomben sollte möglichst hoch über der eigentlichen Schutzdecke gehalten werden, um das Ablaufen der Detonationswelle ohne große Verdämmung zu ermöglichen.*
- *Die Flugbahn schnell fliegender und mit Verzögerungszündern versehender Panzerbomben bzw. Geschosse so zu beeinflussen und zu stören, dass sie vorzeitig vernichtet werden bzw. nicht in der beabsichtigten Art und Weise in die Hauptdecke treffen*

Man ging ferner von der Annahme aus, das die von deutscher Seite bereits erwartete britische „Überlangbombe“(Tallboy) durch das Auftreten auf den Rost eine solche Richtungsänderung und dabei Biegebeanspruchung erfährt, das sie abbricht.[1)]

[1] *Zitat aus Neitzel,Sönke: Die deutschen Ubootbunker, Bernard & Graefe Verlag, Koblenz 1991, Seite 36*